

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

S U J E T

BATIMENT (R + 7 + 2 SOUS - SOLS)
A USAGE D'HABITATION
STRUCTURE AUTOSTABLE

Proposé par :

SONELGAZ

Etudié par :

MERFOUD L

IFTICENE A

Dirigé par :

M^{me} MORSLI

PROMOTION : Janvier 1986

ملخص

هذا المشروع يخص حساب العناصر المقاومة لهجرة موجة للاستبان وهي مصيولة بواسطة أعمدة. يتم انجازها في ولاية سكيكدة التي تقع في المنطقة المتوسطة الزلزال. حساب هذه العناصر يكون طبقا للقوانين الجزائرية ضد الزلزال (RPA 81)

Résumé

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation contreventé par des portiques autostables. Il est implanté dans la région de Skikda de moyenne sismicité. Les calculs ont été faits suivant les règles parasismiques Algériennes (RPA 81)

Summary

This present project consists to study the resistant elements of building of habitation using. The stability is insured by autostables portico. This building is located in Skikda wich is a median seismicity zone. The computation were done in accordance with the Algerian aseismic code (RPA 81)

SOMMAIRE

- I . PRESENTATION DE L'OUVRAGE
- II . CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX.
- III . CALCUL DES ELEMENTS
 - 1 . ACROTERE
 - 2 . PLANCHER
 - 3 . ESCALIERS
- IV . PREDIMENSIONNEMENT
- V . CALCUL DES RIGIDITES
- VI . ETUDE AU VENT
- VII . ETUDE AU SEISME
- VIII . CALCUL DES EFFORTS SOUS LES CHARGES HORIZONTALES
- IX . CALCUL DES EFFORTS SOUS LES CHARGES VERTICALES
- X . SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS
- XI . FERRAILLAGE DES PORTIQUES
 - 1 . POUTRES
 - 2 . POTEAUX.
- XII . FONDATIONS
 - 1 . Semelles Filantes sous Poteaux
 - 2 . VOILE PERIPHERIQUE
 - 3 . LONGRINES
 - 4 . MUR DE SOUTÈNEMENT

Présentation de l'ouvrage

Ce présent projet consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7+2 sous-sols) à usage d'habitation. Il sera implanté dans la wilaya de Skikda classée zone II de moyenne sismicité.

La hauteur d'étage est de 3,06m sauf pour le 2^e sous-sol qui est de 2,10m, la longueur du bâtiment prise entre-axe est de 22,32m, sa largeur de 10,12m.

Notre ouvrage est contreventé par des portiques autostables dans les 2 sens : 3 longitudinaux, 7 transversaux.

Nous avons prévu un mur de soutènement indépendant de la structure qui sera destiné à retenir les terres au niveau du 1^e et 2^e sous-sols.

La contrainte admissible du sol a été évaluée à $\bar{\sigma}_s = 2,06 \text{ bars}$ à 2m de profondeur (ancrage).

Les matériaux entrant dans la construction de l'ouvrage seront conformes aux règles techniques de conception et à tous les règlements en vigueur en Algérie.

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

Les escaliers seront construits étage par étage en même temps que l'ossature de façon à limiter l'emploi des échelles.

Les murs extérieurs seront à double cloison avec un vide d'air, les murs intérieurs seront des cloisons en briques creuses.

Le revêtement sera:

en céramique pour les salles-d'eau

en carrelage pour le reste

en plâtre pour les plafonds et les murs.

I. LE BETON. Le ciment utilisé est du CPA 325. Le béton est dosé à 350 kg/m^3 avec un contrôle atténué.
Sa résistance nominale en compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$
Sa résistance nominale en traction à 28 jours : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

I-1 CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE : (Art 9.4 CCBA 68).

$\sigma'_b = \gamma_b \cdot \sigma'_{28}$ avec $\gamma_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$.
 α : dépend de la classe du ciment. CPA 325 ($\alpha = 1$)
 β : dépend de l'efficacité du contrôle ($\beta = 5/6$)
 γ : dépend du rapport entre l'épaisseur minimale de l'élément étudié et de la grosseur des granulats. ($\gamma = 1$)
 δ : dépend de la nature de la sollicitation
 - $\delta = 0,30$ en compression simple.
 - $\delta = 0,60$ en flexion simple.

$\sigma'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$ sous SP1. } En compression simple.
 $\sigma'_{b0} = 1,5 \cdot 68,5 \text{ kg/cm}^2$ sous SP2 }

$\sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ sous SP1 } En flexion simple ou
 $\sigma'_b = 1,5 \cdot 137 \text{ kg/cm}^2$ sous SP2 } Composée avec cat° rectangulaire

I-2 CONTRAINTE DE TRACTION DE REFERENCE : (Art 9.5 CCBA 68).

$$\bar{\sigma}_b = \gamma_b \cdot \sigma_{28} \quad \text{avec } \gamma_b = \alpha \beta \gamma \delta$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

II. LES ACIERS : Les aciers utilisés doivent être dépourvus de toute trace de rouille.

II.1. Les ACIERS DOUX : FeE24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

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

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

II.2 LES ACIERS HA :

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

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

$$\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

II-3 TREILLIS SOUDÉ : Ceux dont les grillages se croisent perpendiculairement et soudés à leurs points de croisement :

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

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

III. CONTRAINTES DE TRACTION : imposées par la condition de fissuration du béton.
La valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ est limitée à la plus grande des deux valeurs :

$$\sigma_1 = \frac{k_1 \eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_2 \sigma_b}{\phi}}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

- σ_s : contrainte de fissuration due aux effets de retrait et de variation de $+u^e$
 $K = 1.5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible)
 $K = 10^6$ (fissuration préjudiciable)
 $K = 0.5 \cdot 10^6$ (fissuration très préjudiciable).
 $\eta = 1$ pour les aciers lisses ; $\eta = 1.5$ pour les aciers HA.
 ϕ : diamètre de la grosse barre utilisée en (mm)
 $\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration.

CHARGES ET SURCHARGES.

A. PLANCHER TERRASSE :

- Protection solaire (Gravillon 5cm) -----	90 kg/m ²
- ETANCHEITE MULTICOUCHE -----	10 kg/m ²
- ISOLATION THERMIQUE (Liege 4cm) -----	16 kg/m ²
- FORME DE PENTE -----	120 kg/m ²
- Dalle de COMPRESSION + HOUDIS (16+4) -----	285 kg/m ²
- ENDUIT DE PLATRE -----	30 kg/m ²
<hr/>	
	$G = 551 \text{ kg/m}^2$
- SURCHARGE D'EXPLOITATION -----	$P = 100 \text{ kg/m}^2$

B. PLANCHER ETAGE COURANT :

- CARELLAGE (2cm) -----	44 kg/m ²
- MORTIER DE POSE (2cm) -----	40 kg/m ²
- SABLE (1cm) -----	18 kg/m ²
- (16 + 4) -----	285 kg/m ²
- ENDUIT DE PLATRE -----	30 kg/m ²
- CLOISONS -----	75 kg/m ²
<hr/>	
	$G = 492 \text{ kg/m}^2$
- SURCHARGE D'EXPLOITATION: -----	$P = 175 \text{ kg/m}^2$

Remarque: Pour le plancher du premier niveau on a adopté à un corps creux de 16cm avec une table de compression de 6cm soit (16+6) et ceci par convention avec CTC. Soit une charge $G = 532 \text{ kg/m}^2$ et une surcharge d'exploitation de $P = 175 \text{ kg/m}^2$.

C. ESCALIERS : - Charge permanente (elle sera calculée ultérieurement)
 - surcharge d'exploitation : 250 kg/m^2 .

D. BALCONS : $P = 350 \text{ kg/m}^2$ (surcharge d'exploitation).

E. MURS EXTERIEURS : Les murs extérieurs sont faits en double cloison, soit une brique de 15 cm et une brique de 5 cm avec un vide d'air entre elles de 5 cm.

- BRIQUE CREUSE (15cm) -----	157 kg/m ²
- BRIQUE CREUSE (5cm) -----	68 kg/m ²
- ENDUIT DE CIMENT -----	18 kg/m ²
- ENDUIT DE PLATRE -----	10 kg/m ²
<hr/>	
	$G = 253 \text{ kg/m}^2$

CALCUL DES ELEMENTS

I. AGROTÈRE : L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans les planches elle est sollicitée par son poids propre G et à la surcharge d'une main courante. On calculera pour 1 ml d'acrotère.

Largeur : $b = 1\text{ m}$
 Hauteur : $h = 50\text{ cm}$
 Épaisseur : $e = 10\text{ cm}$

I.1 Charge et SURCHARGE : - Poids propre : $G = 0,10 \times 0,50 \times 2500 = 125\text{ kg/ml}$.
 - surcharge pondérée : $1,2P = 1,2 \cdot 100 = 120\text{ kg/ml}$.

I.2 EVALUATION DES EFFORTS :

la section dangereuse est soumise à :

- un moment $M = 1,2 \cdot P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,50 = 60\text{ kg.m}$.
- un effort normal $N = G = 125\text{ kg/ml}$.
- un effort tranchant $T = 1,2P = 120\text{ kg/ml}$.

L'acrotère sera calculée en flexion composée.

I.3 TYPE DE FLEXION COMPOSÉE : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60}{125} = 0,48\text{ m}$; $e_1 = \frac{h_e}{6} = \frac{10}{6} = 1,66\text{ cm}$.

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

$e_0 > \frac{h_e}{2} \Rightarrow \sigma'_b = 2\sigma_{bc} = 2 \times 68,5 = 137\text{ kg/cm}^2$.

I.4 FERRAILLAGE DE LA SECTION : elle sera calculée en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N \cdot f$ avec f (distance du centre de gravité jusqu'aux armatures tendues)

$f = e_0 + \frac{h_e}{2} - d = 48 + 5 - 2 = 51\text{ cm}$.

$M_f = N \cdot f = 125 \cdot 51 = 6375\text{ kg.cm} = 63,75\text{ kg.m}$.

$\alpha = \frac{n\sigma'_b}{n\sigma'_b + \sigma_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2100} = 0,423$.

$\gamma = 1 - \alpha/3 = 0,858$; $K = \frac{1}{2} \alpha \gamma \sigma'_b = 24,9$; $M_{Rb} = Kb^2 = 1590,82\text{ kg.m}$.

$M_{Rb} > M_f \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

la section d'armature tendue est donnée sous le moment fictif puis déduite en flexion composée.

$\mu = \frac{15 M_f}{\sigma_a b h^2} = 0,00533$; $\epsilon = 0,9669$; $K = 136$.

$A_f = \frac{M_f}{\epsilon h \sigma_a} = 0,29\text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_f - N/\sigma_a = 0,25\text{ cm}^2$.

La section est faible, on adoptera alors une section d'armature minimale donnée par la condition de non fragilité (Art. CCBA 68).

$A_{min} \geq 0,60 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \cdot b h = 0,78\text{ cm}^2$.

On adoptera ainsi une section de 4HA6/ml soit une section de $1,13\text{ cm}^2$.

On prévoit aussi des armatures perpendiculaires à celles ci dites (Armature de Peau) et ceci pour éviter les ouvertures de fissures via que l'acrotère est soumise aux intempéries. On prendra une section forfaitaire de 3HA6.

I.5 VERIFICATIONS :

- ① Contrainte de compression du béton : $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{136} = 20,58\text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b$ (vérifié).
- ② $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \sigma_a \Rightarrow$ la fissuration n'est pas à craindre (vérifié).
- ③ $\sigma_b = T/bz = \frac{120}{100 \cdot 7} = 0,17\text{ kg/cm}^2 < \sigma_b = 1,15 \sigma'_b = 6,785\text{ kg/cm}^2$ (vérifié).
- ④ on a vérifié si l'acrotère est capable de résister à une sollicitation horizontale due au séisme formée par l'Article (330 RPA 81) soit :

$F_p = 2 I C_p W_p < 1,2P$.

Z : rapport de la valeur du coefficient A par le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur du coefficient dans une zone de forte sismicité. (zone III)

I : rapport du coefficient A par le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur de A par le groupe d'usage 2.

La valeur C_p est donnée par le tableau 3-4 du (RPA 81)

W_p : poids propre de l'aérotère.

d'air : $F_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 125 = 60 \text{ kg/ml} < 1,28 = 120 \text{ kg/ml}$ (vérifié).

II. PLANCHERS : Tous les planchers sont à corps creux. Pour tous les niveaux on a un corps creux de 16cm + une table de compression de 4cm, excepté le premier niveau où le plancher est un (16+6cm).

Les poutrelles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton de la table de compression.

Toutes les poutrelles seront calculées sous SP1 (G+1,2P), et le calcul se fait en deux étapes :

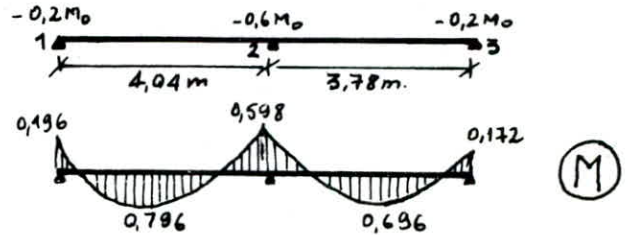
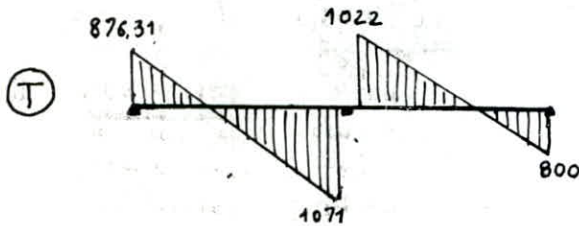
1^{ère} étape : Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supporte son poids propre ; l'habiti et la surcharge de l'ouvrier.

En général, on prévoit des échafaudages pour aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges avant coulage de la table.

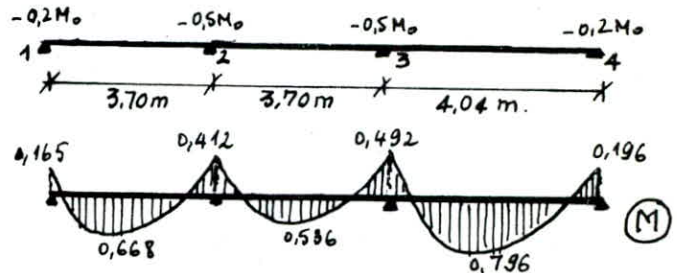
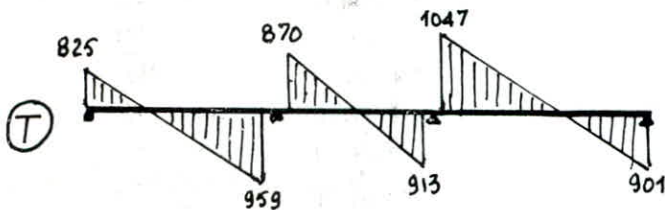
2^{ème} étape : Après coulage, la résistance du béton est atteinte après 28 jours, la poutrelle travaille comme une poutre continue, elle sera calculée comme une section en T en travée, et une section rectangulaire en appui.

II.1 POUTRELLES DU PLANCHER NIVEAU 1 : $G = 532 \text{ kg/m}^2$. $P = 175 \text{ kg/m}^2$. On distingue trois types de poutrelles.

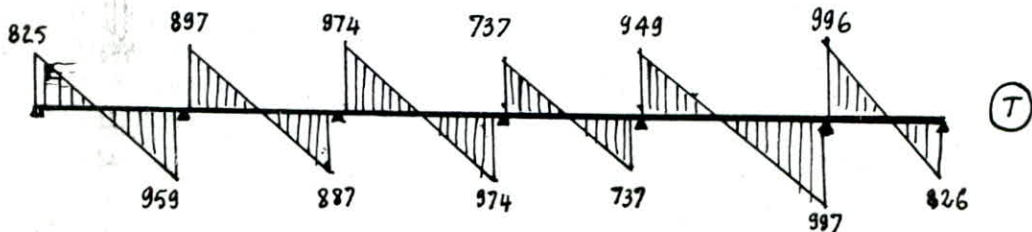
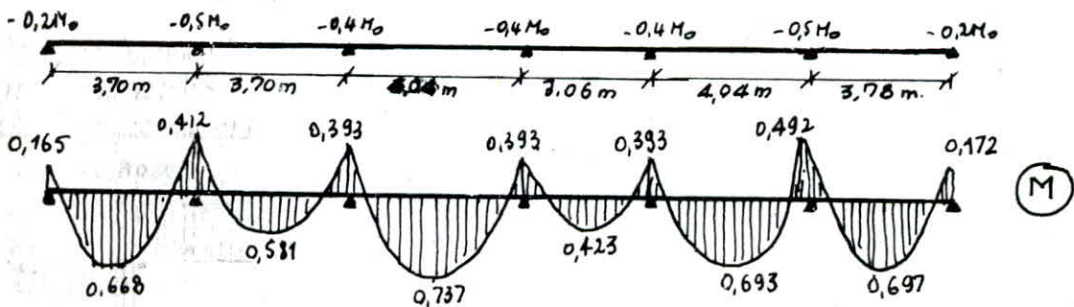
- Poutrelle sur trois appuis :



- Poutrelle sur quatre appuis :



- Poutrelle sur sept appuis :

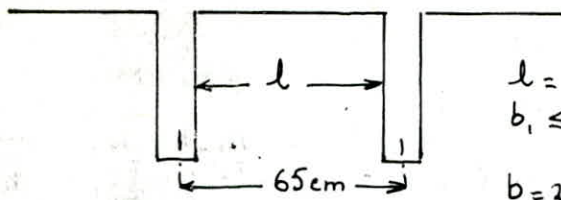


Unités : M (t.m)
T (kg).

FERRAILLAGE DES POUTRELLES: Le ferrailage des poutrelles du niveau 1 se fera avec le moment maximum en travée, le moment maximum en appui et avec l'effort tranchant maximum.

① EN TRAVÉE. $M_{max}^t = 0,796 \text{ t}\cdot\text{m} = 796 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

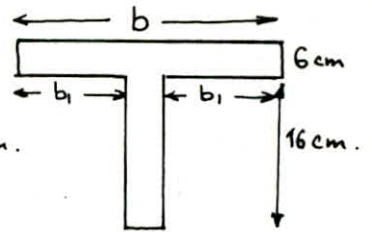
- Largeur de la table de compression:



$$l = 65 - 2\left(\frac{12}{2}\right) = 53 \text{ cm.}$$

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

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$



$$- h_t = 16 + 6 = 22 \text{ cm}$$

$$- d = 2 \text{ cm} \rightarrow h = 20 \text{ cm.}$$

$$- b = 65 \text{ cm.}$$

Le ferrailage sera fait avec la méthode de Charon.

$$\rho = \frac{15 M_{E_{max}}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0164$$

$$\xi = 0,943 \rightarrow \kappa = 73 \rightarrow \alpha = 0,170$$

$\alpha h = 0,17 \cdot 20 = 3,4 \text{ cm} < h_0 \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, elle sera calculée comme une section rectangulaire. avec $\begin{cases} b = 65 \text{ cm.} \\ h = 20 \text{ cm.} \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{73} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A_t = \frac{M_t}{h \bar{\sigma}_a} = 1,50 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera une section de } 2T10 (1,57 \text{ cm}^2).$$

② EN APPUI $M_{max}^a = 0,589 \text{ tm} = 589 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

$$\rho = \frac{15 M_a^{max}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0658.$$

$$\xi = 0,8943 \rightarrow \kappa = 32,3$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{32,3} = 86,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A_a = \frac{M_a}{h \bar{\sigma}_a} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

on prendra une section de 2T10 (1,57 cm²).

II.2. VERIFICATIONS.

① Condition de non fragilité: On doit vérifier que $A_0 \geq \min \begin{cases} 12 A \\ 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h \end{cases}$

En travée: $A_0 = 1,57 \text{ cm}^2 > \min \begin{cases} 1,88 \text{ cm}^2 \\ 1,26 \text{ cm}^2 \end{cases} = 1,26 \text{ cm}^2.$

En appui: $A_0 = 1,57 \text{ cm}^2 > \min \begin{cases} 1,88 \text{ cm}^2 \\ 0,23 \text{ cm}^2 \end{cases} = 0,23 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}.$

② Vérification de la fissuration:

En travée: $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855,9 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ (Vérifié)}$

En appui: $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5994 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ (Vérifié)}.$

③ Vérification à l'adhérence: on doit vérifier que $\tau_{ed} \leq \bar{\tau}_{ed}$ avec $\bar{\tau}_{ed} = 2\psi_d \bar{\sigma}_b$

et $\tau_{ed} = \frac{T_{max}}{np_3}$.

$$\begin{cases} n = \text{nombre de barres} = 2 \\ p = \text{périmètre des barres} = 3,14 \text{ cm} \\ T_{max} = 1071 \text{ kg.} \end{cases}$$

$$\tau_{ed} = \frac{1071}{2 \cdot 3,14 \cdot 77,9 \cdot 20} = 9,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{ed} = 17,7 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Vérifié)}$$

④ Flèche: (Art 58.4 CCBA 63). On ne se préoccupe pas de la flèche si toutes les trois vérifications suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{e} > \frac{1}{22,5} \quad \frac{h_t}{e} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{A}{b_0 h} < 36/5 \text{ cm.}$$

La première et la dernière conditions sont vérifiées. sauf la deuxième elle n'est pas vérifiée. donc on doit faire la justification de la flèche.

Après justification la flèche n'est pas prépondérante donc (Vérifiée)

II-3 ARMATURES TRANSVERSALES.

Les armatures transversales seront calculées pour $T_{max} = 1071$ kg. Elles seront constituées d'un cadre en $\phi 6$ soit $(0,56 \text{ cm}^2)$, leur écartement sera déterminé à l'aide de la formule. $t = \frac{\sigma_{at} \cdot 3 \cdot A_t}{T_{max}}$

En appui on a $\sigma'_b = 86,68 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b$ donc $\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$
 et $\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} = \frac{1071}{12 \cdot 7/8 \cdot 20} = 5,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 19,1 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{at}$. (ou mieux qu'il y a reprise de bétonnage) donc :
 $\rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_{b0}} = 0,90 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,9 \cdot 2450 = 2170 \text{ kg/cm}^2$

$t = \frac{2170 \cdot 7/8 \cdot 20 \cdot 0,56}{1071} = 19,8 \text{ cm}$. et $\bar{E} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 4 \text{ cm} \\ (1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_{b0}})h = 14,82 \text{ cm} \end{array} \right.$

$t < \bar{E} \Rightarrow$ on adoptera un espacement de 14 cm, sauf que le premier plan d'armature sera placé à une distance $1/2$ du nu d'appui et les autres plans seront disposés conformément à la règle de CAQUOT.

III.4. FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION. (Art 58-2 CBA 68).

Afin de limiter les risques de fissuration et pour faire repartir les charges, on prévoit un treillis soudé (quadrillage) 20×20 cm. soit $5 \phi 6/\text{ml}$ dans chaque sens.

III - ESCALIERS : on a deux types d'escaliers à calculer : type ① : localier de l'étage courant. type ② : escalier reliant le 2^e au 1^e son sol.

① ESCALIERS DE L'ETAGE COURANT.

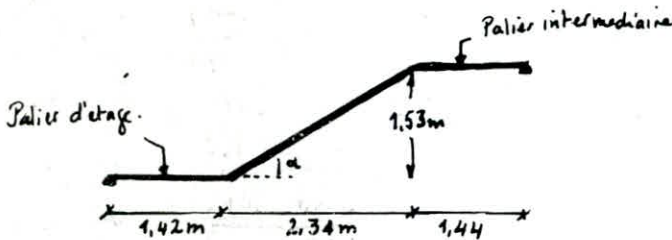
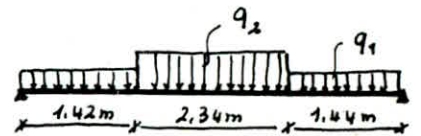


schéma statique :



le nombre de marches dans une volée est : $n = 9 \Rightarrow$ la hauteur h d'une marche est $h = \frac{1,53}{9} = 0,17 \text{ m}$.
 on prendra $g = 26$ cm.

1-1 Vérification de la condition de Blondel : $g + 2h = 26 + 2 \cdot 17 = 60 \Rightarrow 58 \leq g + 2h \leq 64$ (vérifié)

1-2 Dimensionnement de la Paillassse : la paillassse et le palier auront la même épaisseur et ceci pour un raison d'exécution : $\frac{l}{20} \leq e_p \leq \frac{l}{30}$ et $l = \frac{h}{\cos \alpha} = \frac{9 \times 26}{0,836} = 280 \text{ cm}$.
 $9 \text{ cm} \leq e_p \leq 14 \text{ cm}$ on prendra comme épaisseur de la paillassse et du palier $e_p = 12 \text{ cm}$.

1-3 EVALUATION DES CHARGES :

a/ Paillassse :

- Poids propre :	$2500 \frac{e_p}{\cos \alpha}$	-----	358,85 kg/m^2
- Poids des marches :	$\frac{2200h}{2}$	-----	187 kg/m^2
- Poids du revêtement :	-----	-----	84 kg/m^2
- Garde corps en acier :	-----	-----	50 kg/m^2

$G = 679,85 \text{ kg/m}^2$
 $1,2P = 300 \text{ kg/m}^2$

Soit q_2 la charge totale revenant à la paillassse $q_2 = G + 1,2P = 980 \text{ kg/m}^2$.

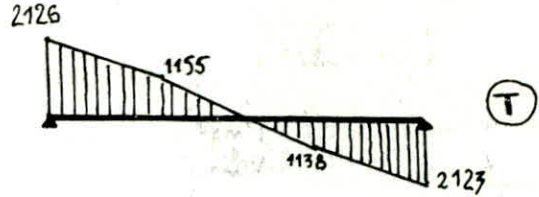
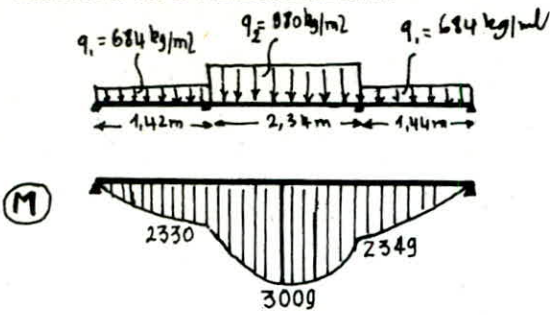
b/ Palier :

- Poids propre :	$2500 \cdot e_p$	-----	300 kg/m^2
- Revêtement :	-----	-----	84 kg/m^2

$G = 384 \text{ kg/m}^2$
 $1,2P = 300 \text{ kg/m}^2$

Soit q_1 la charge totale revenant au palier $q_1 = G + 1,2P = 684 \text{ kg/m}^2$.

1.4 DETERMINATION DES EFFORTS.



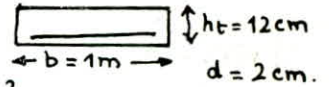
Le ferrillage en travée se fait avec le moment max en travée.
 $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 3009 \text{ kg.m/ml.}$
 $T_{\text{max}} = 2126 \text{ kg.}$

1.5 DETERMINATION DES MOMENTS HYPERSTATIQUES: En tenant compte de leur encastrement aux appuis on prendra comme
 $M_E = 0,85 M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 2558,2 \text{ kg.m/ml.}$
 $M_q = 0,3 M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 902,9 \text{ kg.m/ml.}$

1.6 FERRAILLAGE:

Le ferrillage sera fait par la méthode de M² (Lierne charan).

- En travée : $\begin{cases} \mu = \frac{15 M_E}{\sigma_a b h^2} = 0,187. \\ \epsilon = 0,857 ; k = 21. \end{cases}$



$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$

$A_t = \frac{M_E}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{2558,2 \cdot 10^2}{0,857 \cdot 10 \cdot 2800} = 10,66 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

- En appui : $\begin{cases} \mu = \frac{15 M_q}{\sigma_a b h^2} = 0,05 \\ \epsilon = 0,914 ; k = 43 \end{cases}$

$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{43} < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$

$A_a = \frac{M_q}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

CHOIX DES ARMATURES : $\begin{cases} 7T14/\text{ml} \text{ en travée } (10,77 \text{ cm}^2/\text{ml}) & \text{espacement : } 15 \text{ cm.} \\ 7T8/\text{ml} \text{ en appui } (3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}) & \text{espacement : } 15 \text{ cm.} \end{cases}$

1.7. VERIFICATIONS :

- Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$
 $A_t = 10,77 \text{ cm}^2 > 0,97$
 $A_a = 3,52 \text{ cm}^2 > 0,97 \Rightarrow$ (vérifié).

- Condition de non fissuration :
 En travée : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3634 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800$ (vérifié).
 En appui : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800$

- Condition aux appuis :
 $T_{\text{appui}} = 2126 \text{ kg.}$ et $M_a = -902,9 \text{ kg.m/ml.} \Rightarrow \frac{T + M/3}{b} < A_a = 3,52 \text{ cm}^2$ donc l'arçage des armatures inférieures ne sera pas nécessaire.

- Armatures transversales éventuelles : $\sigma_b = \frac{T_{\text{max}}}{b_3} = \frac{2126}{100 \times 8,75} = 2,42 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$
 \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
 mais on adoptera des armatures de répartition $A_r = \frac{A_t}{4} = 2,66 \text{ cm}^2$ on adoptera pour cela une section de 6T8/ml soit $(3,01 \text{ cm}^2/\text{ml})^4$ avec un espacement entre les bracs de 20 cm.

② ESCALIER TYPE 2 :

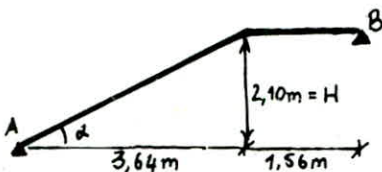
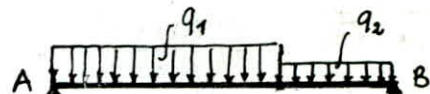


schéma statique :



Le nombre de marches est $n = 13$ et $h = \frac{H}{n} = \frac{2,10}{13} = 0,16 \Rightarrow$ on prendra $h = 16 \text{ cm}$ comme hauteur des marches. et $g = 28 \text{ cm.}$
 $2h + g = 60 \text{ cm} \rightarrow$ la condition de BLONDEL est vérifiée.

2.1 DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE :

$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$ avec $l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{13,7}{\cos \alpha} = \frac{13,7 \times 28}{0,966} = 420,23 \text{ cm}$. $\Rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$.
 cette épaisseur sera adoptée pour la poutre et pour le palier.

2.2 EVALUATION DES CHARGES :

- a) Poutre :
- Poids propre : $\frac{2500 \text{ ep}}{\text{cm}^2} = \dots \dots \dots 433,02 \text{ kg/m}^2$
 - Poids des marches $\dots \dots \dots 176 \text{ kg/m}^2$
 - Poids du revêtement $\dots \dots \dots 84 \text{ kg/m}^2$
 - Garde corps $\dots \dots \dots 50 \text{ kg/m}^2$

$G = 743,02 \text{ kg/m}^2$
 $1,2P = 300 \text{ kg/m}^2$

$q_1 = G + 1,2P = 1043,02 \text{ kg/m}^2$

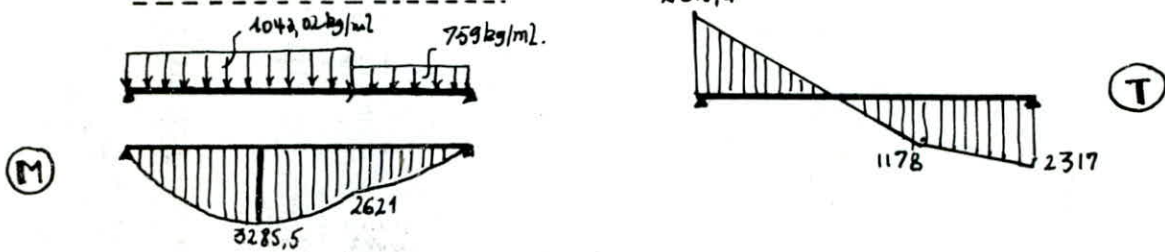
- b) Palier :
- Poids propre : $200 \times 0,15 \dots \dots \dots 375 \text{ kg/m}^2$
 - Revêtement : $\dots \dots \dots 84 \text{ kg/m}^2$

$G = 459 \text{ kg/m}^2$

(Surcharge) $1,2P = 300 \text{ kg/m}^2$

$q_2 = G + 1,2P = 759 \text{ kg/m}^2$

2.3 DETERMINATION DES EFFORTS :



- 2.4. Moments hyperstatiques : $M_t = 0,85 \cdot 3285,5 = 2793 \text{ kg}\cdot\text{m}$
 $M_a = 0,3 \cdot 3285,5 = 986 \text{ kg}\cdot\text{m}$

2.5 FERAILLAGE :

- En travée : $\begin{cases} A = 8,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A' = 0 \end{cases}$ on adoptera : 7T14/ml soit $(10,77 \text{ cm}^2/\text{ml})$
- En appui : $\begin{cases} A = 3,095 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A' = 0 \end{cases}$ on adopte : 7T8/ml soit $(3,51 \text{ cm}^2/\text{ml})$

2.4. VERIFICATIONS

- Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} A_t = 10,77 \text{ cm}^2/\text{ml} > A \\ A_a = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A \end{cases}$ vérifié.

- flèche : $A_t = 10,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \frac{A_t}{b h} < \frac{43}{\bar{\sigma}_{cm}}$ (Vérifié).

- fissuration : - En travée $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 8634 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$ (Vérifié)
 - En appui $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

- Cisaillement d'appui : - Appui A : $T = 2618,4 \text{ kg/ml}$; $M = -986 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$;
 $A = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{l}$ (Vérifié)
 - Appui B : $T = 2317 \text{ kg/ml}$; $M = -986 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$.
 $A = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{l}$ (Vérifié).

- ARMATURES TRANSVERSALES EVENTUELLES :

$\bar{\sigma}_b = T_{\max}/b h = \frac{2618,4}{100 \cdot 11,675} = 2,30 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on adoptera une section d'armature dite armature de répartition $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ donc soit une section de 7T8/ml. $(3,51 \text{ cm}^2/\text{ml})$.

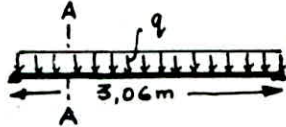
- Espacement :
- Armatures en travée : $e_{sp} = 14 \text{ cm}$.
 - Armatures en appui : $e_{sp} = 16 \text{ cm}$
 - Armatures de répartition : $e_{sp} = 16 \text{ cm}$.

IV. POUTRE PALIERE : La poutre palier est supportée appuyée aux poteaux à mi-hauteur d'étage. Son rôle est de supporter le palier intermédiaire. On étudiera la section de cette poutre à (25 x 30) cm.

Les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre : 187,5 kg/ml.
 - Réactions du palier : 2123 kg/ml
 - Poids de 1/2 mur : 382,5 kg/ml
- $q = 2693 \text{ kg/ml}^2$.

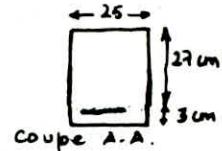
Schema statique :



Moment isostatique : $M_0 = \frac{qL^2}{8} = 3952 \text{ kg.m (travée)}$
 Moment hyperstatique : $M_t = 0,85 M_0 = 2679 \text{ kg.m.}$

(En appui) : on prendra un moment $M_a = 0,3 \cdot M_0 = 946 \text{ kg.m.}$

FERRAILLAGE : - En travée : $h = h_t - d = 30 - 3 = 27 \text{ cm.}$



$$\left\{ \begin{aligned} C &= \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0787 \\ E &= 0,8861 \\ K &= 28,9. \end{aligned} \right.$$

$\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 96,87 < \bar{\sigma}'_b$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. $A_t = \frac{M_t}{E K \bar{\sigma}_a} = 3,99 \text{ cm}^2$

- En appui : $\left\{ \begin{aligned} M &= 0,0277. \\ E &= 0,9291 \\ K &= 54,5 \end{aligned} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$ et $A_{ta} = \frac{946 \cdot 10^2}{0,9291 \cdot 27 \cdot 2100} = 1,34 \text{ cm}^2$

CHOIX DES ARMATURES :

$$\left\{ \begin{aligned} \text{En travée} &: 4T12 \quad (4,52 \text{ cm}^2) \\ \text{En appui} &: 3T10 \quad (2,35 \text{ cm}^2). \end{aligned} \right.$$

VERIFICATIONS :

- condition de non fragilité : (Vérifiée en appui et en travée)
- flèche : $\frac{A_t}{bh} = 0,0066 < \frac{43}{500}$ (Vérifiée).
- fissuration :

- En appui : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3236 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800$ (Vérifiée)
 - En travée : $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4631 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$ (Vérifiée)

ARMATURES TRANSVERSALES :

L'effort tranchant $T = \frac{qL}{2} = 4121 \text{ kg.}$ $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{4121}{25 \cdot 23,625} = 6,97 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{54,5} = 51,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

donc on a $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b$.

on suppose qu'il y a pas reflux de bétonnage donc $\rho_{at} = \max \left\{ \begin{aligned} &2/3 \\ &1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} \end{aligned} \right. = 0,87$.

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ce} = 0,87 \cdot 4200 = 3654 \text{ kg/cm}^2$.

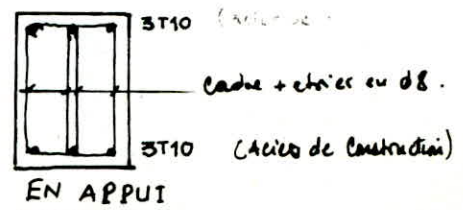
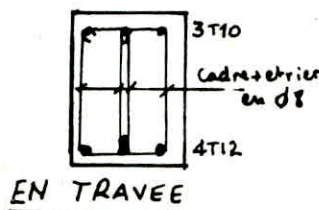
L'espacement $t \leq \frac{3 \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot A_t}{T} = 42,10 \text{ cm.}$ avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (cadre + crois en $\phi 8$)

$\bar{E} = \max \left\{ \begin{aligned} &0,24 = 5,4 \text{ cm.} \\ &h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 17 \text{ cm} \end{aligned} \right. \quad t_0 = 16 \text{ cm} < \bar{E}$.

on prendra un espacement de $\frac{t_0}{2} = 8 \text{ cm}$ au mi d'appui et on applique la rui de CAQUOT.

Remarque : on ne doit pas dépasser un espacement égal à la hauteur de la poutre ($t < 30 \text{ cm}$).

Disposition pratique :



PREDIMENSIONNEMENT

I. LES POUTRES : Les poutres seront prédimensionnées d'après la prescription du RPA 81. et les limites de déformations imposées par (P. CHARON).
D'après l'article (4212 du RPA 81) les dimensions des poutres doivent répondre aux conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ (zone II).

- $h_t \geq 30 \text{ cm}$.

Règle "Pierre CHARON" : Il faut que $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ avec L : plus grande portée de poutre dans la structure.

Dans notre cas : $L = 520 \text{ cm}$. \Rightarrow on adopte une hauteur $h_t = 50 \text{ cm}$.
 $0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow$ on prendra $b = 35 \text{ cm}$.

POUTRES : 35 x 50 cm.

II. LES POUTEAUX : Les poteaux seront prédimensionnés selon le processus de descente de charge. Ils seront vérifiés conformément aux règles paraboliques (RPA 81). On a adopté pour tous les poteaux une section de 45 x 60 cm.

- Vérification : (Art 4211 RPA)

- $S \geq \frac{K N'}{\sigma_{28}}$ avec

K : coefficient dépendant de la zone ($K=4$)

N' : effort normal. $N' = 170 \text{ t}$.

σ_{28} : Contrainte nominale du béton à 28j. (Vérifié).

$\Rightarrow S = 45 \times 60 \geq \frac{4 \cdot 170 \cdot 10^3}{270}$

- $\text{Min}(b, h_c) \geq 25 \text{ cm}$ (Zone II) (Vérifié)

- $\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h_c} \leq 3$ (Vérifié).

CALCUL DES RIGIDITES

Le calcul des rigidités sera fait selon la Méthode de M^{re} MUTO. Les étapes à suivre sont :

- Détermination des rigidités linéaires des poteaux et des poutres.
- Détermination des coefficients de correction a_j à chaque niveau.
- Détermination des rigidités relatives de niveau.

a) Rigidité linéaire des poteaux : $K_{\text{pot}} = I/h$ $\left\{ \begin{array}{l} I : \text{inertie du poteau dans les axes considérés} \\ h : \text{hauteur d'étage.} \end{array} \right.$

b) Rigidité linéaire des poutres : $K_{\text{pout}} = I/l$ $\left\{ \begin{array}{l} I : \text{inertie de la poutre.} \\ l : \text{portée de la poutre considérée.} \end{array} \right.$

c) Coefficient de correction a_j : (Voir Concept et Calcul des Structures Ouvrages au Séisme pg 18)

d) Rigidité relative de niveau : $R_j = \frac{12 E D_j}{h^2}$ et $D_j = \sum a_j K_{\text{pot}} \Rightarrow$
 $R_j = \frac{12 E \sum a_j K_p}{h^2}$ $\left\{ \begin{array}{l} R_{jx} : \text{rigidité relative de niveau des poteaux longitudinaux} \\ R_{jy} : \text{rigidité relative de niveau des poteaux transversaux.} \end{array} \right.$

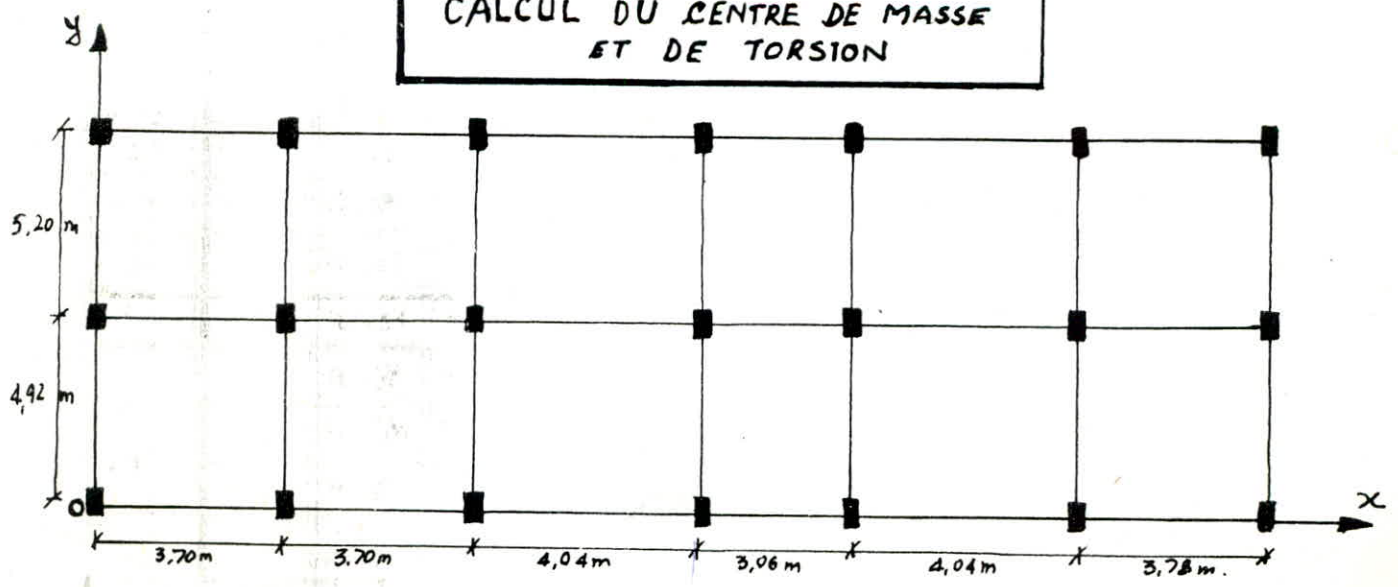
A. PORTIQUES TRANSVERSAUX

NIVEAU	FILE	\bar{K}	q_j	$K_{P_{ot}}$	$q_j K_{P_{ot}}$	D_j	$R_{jy} (kg/m)$
10, 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2	A ₁	0,279	0,122	2647	322,93	1196,43	59019,9
	B ₁	0,544	0,214	2647	566,45		
	C ₁	0,264	0,116	2647	307,05		
1	A ₁	0,192	0,315	3857,14	1214,99	3833,9	189126,29
	B ₁	0,373	0,367	3857,14	1415,57		
	C ₁	0,181	0,312	3857,14	1203,42		

B. TORTIQUES LONGITUDINAUX

NIVEAU	FILE	\bar{K}	q_j	$K_{P_{ot}}$	$q_j K_{P_{ot}}$	D_j	$R_{jx} (kg/m)$
10, 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2	C ₁	0,661	0,248	1488,9	369,26	3707,06	182672,2
	C ₂	1,320	0,398	1488,9	592,61		
	C ₃	1,267	0,388	1488,9	577,72		
	C ₄	1,406	0,412	1488,9	613,45		
	C ₅	1,406	0,412	1488,9	613,45		
	C ₆	1,254	0,385	1488,9	573,25		
	C ₇	0,647	0,244	1488,9	363,31		
1	C ₁	0,454	0,388	2169,6	841,82	6936,32	342160,67
	C ₂	0,908	0,484	2169,6	1050,10		
	C ₃	0,870	0,477	2169,6	1034,92		
	C ₄	0,965	0,494	2169,6	1071,81		
	C ₅	0,965	0,494	2169,6	1071,81		
	C ₆	0,860	0,475	2169,6	1030,58		
	C ₇	0,440	0,385	2169,6	835,31		

CALCUL DU CENTRE DE MASSE ET DE TORSION



A. CALCUL DU CENTRE DE MASSE :

Le but de ce paragraphe, c'est la détermination du centre de masse de trois éléments soumis au efforts trisécque que l'on suppose concentré au niveau des planchers. Le centre de gravité est repéré dans un système d'axe plan orthogonale convenablement choisit.

- Déterminer tout d'abord le poids propre de chaque élément constituant le bâtiment
- Déterminer le centre masse de tous les éléments. (Plancher, Façade; Portée, Poutres... etc...)

par la formule
$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum W_i x_i}{\sum W_i} \\ y_G = \frac{\sum W_i y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$
 x_i, y_i sont les coordonnées de chaque élément par rapport au système d'axe choisit.

- Déterminer enfin le centre de masse de chaque niveau.

Les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

NIVEAU	1	2,3,4,5,6,7,8	9	10
x_G (m)	11,172	11,163	11,137	11,152
y_G (m)	5,139	5,141	5,106	5,049

B. CALCUL DU CENTRE DE TORSION

Dans le repère (xoy), les coordonnées du centre de torsion de l'étage j sont données par

$$\begin{cases} x_{tj} = \frac{\sum R_{ij} x_j^t}{\sum R_{ij}} \\ y_{tj} = \frac{\sum R_{ij} y_j^t}{\sum R_{ij}} \end{cases}$$

t : sens transversal
 l : sens longitudinal.
 x_j^t : Position d'un portique transversal par rapport à oy
 y_j^l : Position d'un portique longitudinal par rapport à ox.

a) calcul des $\sum R_{ij}$ et $\sum R_{ix}$.

$\sum R_{ij} = 7 \cdot R_{ij}$ 7: nombre de portiques dans le sens transversal
 $\sum R_{ix} = 3 \cdot R_{ix}$ 3: nombre de portiques dans le sens longitudinal.

NIVEAU	10	9	8,7,6,5,4,3,2	1
$\sum R_{ij}$	413139,30	413139,30	413139,30	1323884
$\sum R_{ix}$	548016,6	548016,6	548016,6	1026506

unités: $\sum R_{ij}$ (kg/cm)
 $\sum R_{ix}$ (kg/cm).

b) Calcul de $\sum R_{ij} x_j^t$ et $\sum R_{ix} y_j^l$.

NIVEAU	PORTIQUE	A-A	B-B	C-C	$\sum R_{ix} \cdot y_j^l$
10	y_j (cm)	0,00	4,92	10,12	2747389,9
	R_{ix} (kg/cm)	182672,2	182672,2	182672,2	
9	y_j	0,00	4,92	10,12	2747389,9
	R_{ix}	182672,2	182672,2	182672,2	
8,7,6,5,4,3,2	y_j	0,00	4,92	10,12	2747389,9
	R_{ix}	182672,2	182672,2	182672,2	
1	y_j	0,00	4,92	5,20	5146216,8
	R_{ix}	342168,67	342168,67	342168,67	

← PORTIQUES LONGITUDINAUX.

- unités:
- y_j (cm)
 - R_{ix} (kg/cm)
 - x_j (cm)
 - R_{ij} (kg/cm)

NIVEAU	PORTIQUE	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7	$\sum R_{ij} x_j^t$
10	x_j	0,00	3,70	7,40	11,44	14,50	18,54	22,32	4597650,2
	R_{ij}	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	
9	x_j	0,00	3,70	7,40	11,44	14,50	18,54	22,32	4597650,2
	R_{ij}	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	
8,7,6,5,4,3,2	x_j	0,00	3,70	7,40	11,44	14,50	18,54	22,32	4597650,2
	R_{ij}	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	
1	x_j	0,00	3,70	7,40	11,44	14,50	18,54	22,32	44732938
	R_{ij}	189126,29	189126,29	189126,29	189126,29	189126,29	189126,29	189126,29	

← PORTIQUES TRANSVERSAUX

c/ d'où les coordonnées du centre de torsion à chaque niveau :

NIVEAU	10	9	8,7,6,5,4,3,2	1
X _c (m)	11,128	11,128	11,128	11,128
Y _c (m)	5,013	5,013	5,013	5,013

d/ Calcul des excentricités entre C et G :

NIVEAU	X _G	X _C	e _x = (X _G - X _C)	Y _G	Y _C	e _y = (Y _G - Y _C)
10	11,152	11,128	0,024	5,049	5,013	0,036
9	11,137	11,128	0,009	5,106	5,013	0,093
8,7,6,5,4,3,2	11,163	11,128	0,035	5,141	5,013	0,128
1	11,172	11,128	0,044	5,139	5,013	0,126

unités :
toutes les mesures
sont exprimées en (m)

d'après l'article 33.5 du RPA 81, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

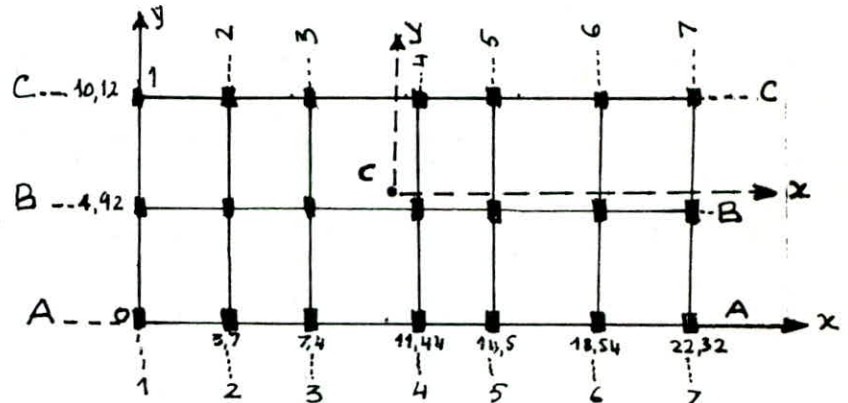
- 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans.

Dans notre cas on prendra une excentricité dite accidentelle de valeur égale à :
 $\max(5\% \cdot l_x ; 5\% \cdot l_y) = 5\% \cdot 22,32 = 1,116 \text{ m.}$ soit $e_x = e_y = 1,116 \text{ m.}$

e/ Calcul des coordonnées des portiques par rapport au Centre de torsion :

Portiques longitudinaux :

Niv Port.	A.A	B.B	C.C
10	-5,013	0,093	5,107
9	-5,013	0,093	5,107
8,7,6,5,4,3,2	-5,013	0,093	5,107
1	-5,013	0,093	5,107



Portiques transversaux :

Niv Port.	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
10	-11,128	-7,428	-3,728	0,312	3,372	7,412	11,192
9	-11,128	-7,428	-3,728	0,312	3,372	7,412	11,192
8,7,6,5,4,3,2	-11,128	-7,428	-3,728	0,312	3,372	7,412	11,192
1	-11,128	-7,428	-3,728	0,312	3,372	7,412	11,192

f/ Calcul de la rigidité à la torsion :

La rigidité à la torsion de l'étage j est donnée par la Formule suivante

$$R_{j\theta} = \sum_{k=1}^n R_{jy} (x_j)^2 + \sum_{l=1}^m R_{jx} (y_j)^2$$

où x_j et y_j sont les coordonnées des portiques par rapport au nouveau repère (Cxy)

PORTIQUES LONGITUDINAUX.

NIVEAU	PORTIQUE	A-A	B-B	C-C	$\Sigma R_{jx} (y_j)^2$ (kg/cm)
10, 9, 8 7, 6, 5 4, 3, 2	y_j (cm)	501,3	009,3	510,7	$9,356 \cdot 10^{10}$
	y_j^2	$25,13 \cdot 10^4$	$0,0087 \cdot 10^4$	$26,081 \cdot 10^4$	
	R_{jx}	182672,2	182672,2	182672,2	
1	y_j	-501,3	009,3	510,7	$17,525 \cdot 10^{10}$
	y_j^2	$25,13 \cdot 10^4$	$0,0087 \cdot 10^4$	$26,081 \cdot 10^4$	
	R_{jx}	342168,67	342168,67	342168,67	

PORTIQUES TRANSVERSAUX :

NIVEAU	PORTIQUE	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7	$\Sigma R_{jy} (x_j)^2$
10, 9 8, 7 6, 5 4, 3 2	x_j (cm)	-1112,8	-742,8	-372,8	31,2	337,2	741,2	1119,2	$22,697 \times 10^{10}$
	$x_j^2 \cdot 10^4$	123,8	55,17	13,89	0,097	11,37	54,93	125,26	
	R_{jy}	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	59019,9	
1	x_j	-1112,8	-742,8	-372,8	31,2	337,2	741,2	1119,2	$72,728 \times 10^{10}$
	$x_j^2 \cdot 10^4$	123,8	55,17	13,89	0,097	11,37	54,93	125,26	
	R_{jy}	189126,29	189126,29	189126,29	189126,29	189126,29	189126,29	189126,29	

d'où finalement le tableau donnant les rigidités à la torsion à chaque niveau :

NIVEAU	10, 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2	1
$R_{j\theta}$ (kg/cm)	$32,053 \cdot 10^{10}$	$90,254 \cdot 10^{10}$

ETUDE AU VENT

Pu que la hauteur de notre bâtiment est importante, nous devons faire une étude et déterminer les efforts dus au vent.

I. GENERALITÉS :

I₁ Direction parallèle à l'action du vent :

Le bâtiment se comporte, comme une poutre verticale encastrée dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

I₂ Direction perpendiculaire à l'action du vent :

Pour les constructions élancées dans la direction perpendiculaire à l'action du vent, ils apparaissent des vibrations pour une faible vitesse. On a des vibrations max quand la vitesse est critique.

Données : Le bâtiment est situé en région II, donc la pression dynamique de base

- Pour un vent normal : $q_{10}^N = 70 \text{ daN/m}^2$

- Pour un vent extrême : $q_{10}^e = 1,75 \cdot q_{10}^N \text{ daN/m}^2$

II. ACTION DU VENT :

II-1 vent transversal : Les actions du vent sur les différentes faces d'une construction admettent une résultante géométrique R dont la direction diffère généralement de celle du vent. Elle peut se décomposer en trois forces :

- La Force de traînée T : de même direction que le vent dans un plan horizontal, elle a pour but de provoquer l'entraînement et le renversement de la construction.

- La Force de dérive L : Elle est perpendiculaire à T dans le plan horizontal et elle provoque les mêmes effets que ceux de T.

- La Portance P : de direction verticale ascendante ayant pour effet le souèvement et éventuellement le renversement de la structure.

A. Détermination de la traînée T :

C'est la force prépondérante, et c'est celle qui conditionne le dimensionnement de la construction du contreventement.

Notre construction est un rectangle en plan dont les dimensions sont :

$a = 22,32 \text{ m}$

$b = 10,12 \text{ m}$

$h = 29,64 \text{ m}$

Remarque : $h < 30 \text{ m} \Rightarrow$ on utilise des méthodes simplifiées du NV65.

$$T = C_e \beta \cdot \delta q \cdot d$$

A.1 Calcul de δq_n :

q_n : pression dynamique constante sur toute la hauteur du bâtiment et elle est donnée par la formule.

$$q_n = (46 + 0,7 h) k_r \cdot k_s$$

$k_r = 1,40$ (région II)

$k_s = 1,30$ (site exposé)

$$\Rightarrow q_n = 121,48 \text{ daN/m}^2$$

$$\delta = 0,77 \text{ pour } h = 29,64 \text{ m.} \Rightarrow \delta q_n = 93,54 \text{ dan/m}^2$$

A₂ : Calcul de C_t :

C_t : dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et son élancement.

Du fait que notre ouvrage est prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse. C_t = 1,3 γ_0

Règles N.V. 65 Tableau III page 143 d'où :

$$\begin{cases} \lambda_a = \frac{h}{a} = 1,32 \\ \frac{b}{a} = 0,45 \Rightarrow \gamma_0 = 1 \end{cases}$$

$$C_t = 1,3 \times 1 = 1,3.$$

A₃ : Calcul du coefficient de majoration dynamique :

β : Coefficient tenant compte de l'effet des actions // à la direction du vent

$$\beta = \theta (1 + \xi \frac{\sigma}{\sigma_0})$$

ξ : coefficient de reprise donné en fonction de la période du mode fondamental d'oscillation.

La période propre de vibration de l'ouvrage dans le sens longitudinal est :

$$T = \frac{0,08h}{\sqrt{I_x}} \sqrt{\frac{h}{h+h_x}}$$

$$\text{A.N. : } T = 0,38 \text{ s.}$$

$$\Rightarrow \xi(0,38) = 0,25$$

ξ : Coefficient de pulsation, calculé à chaque niveau

$$h = 29,64 \text{ m} \rightarrow \xi = 0,33$$

(N.V. 65 RIII-4 Pg 83)

$$\theta = 0,70 \text{ pour } h \leq 30 \text{ m.}$$

$$\beta_{\text{cal}} = 0,76 \Rightarrow \beta = \max(\beta_{\text{cal}}; 1) = 1.$$

A₄ : Calcul du coefficient de dimension δ :

$$h = 29,64 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,77.$$

finalement : $T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d = 1,3 \times 1 \times 93,54 \times 22,32 = \underline{\underline{2714,15 \text{ dan/m}}}$

d : largeur du maître couple $a = d = 22,32 \text{ m}$,

B. DETERMINATION DE L (EFFORT DE DERIVE).

La force de derive prend en compte l'action des tourbillons donnée par la théorie de KARMAN.

Ces derniers n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles ($V \leq 25 \text{ m/s}$)

La période propre de vibration de l'ouvrage dans le sens longitudinal est $T = 0,38 \text{ sec.}$

$$T_K = \frac{d}{\delta \cdot V} \quad (\text{Période des tourbillons})$$

V : vitesse du vent.

d : largeur du maître couple.

S : nombre de STRONAK. (0,25 \div 0,30).

Il y a résonance, si $T = T_K \Leftrightarrow V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T} \Rightarrow V_{cr} = 195,79 \text{ m/s.}$

$V_{cr} > 25 \text{ m/s} \Rightarrow$ Il est inutile de faire un calcul à la résonance et de calculer L.

C. CALCUL DE L'EFFORT DE PORTANCE U.

Il est donné par $U = C_u \delta q \delta_u$.

C_u : coefficient de portance $C_u = C_i - C_e$

C_i : coefficient de surpression intérieure sur la terrasse.

C_e : coefficient de dépression extérieure sur la terrasse.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Construction fermée} \\ \text{perméabilité } \mu \leq 5 \end{array} \right\} \Rightarrow C_i = 0,8 (1,8 - C_t) = 0,6 (1,8 - 1,380) \\ C_i = 0,3$$

Selon RIII-6 du NV 65

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \delta_0 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,5$$

$$C_u = 0,3 - (-0,5) = 0,8.$$

$$\delta = 0,77 ; \quad q_n = 93,54 \text{ dan/m}^2 ; \quad \delta_u = 285 \text{ m}^2.$$

$$U_n = 0,8 * 0,77 * 93,54 * 285 = \underline{\underline{16421,88 \text{ dan}}}.$$

$$U_e = 1,75 U_n = 28,74 \text{ t} \quad \Rightarrow W > U_e \text{ (vérifié)}$$

II₂ : VENT LONGITUDINAL : même principe de calcul que pour le sens transversal.

$$T : 1230,60 \text{ dan/m (trainée)}$$

$$U_n = 21,327 \text{ t (Portance)}$$

$$U_e = 1,75 U_n = 37,32 \text{ t} \quad \Rightarrow W > U_e \text{ (vérifié)}$$

W : étant le poids propre de l'ouvrage.

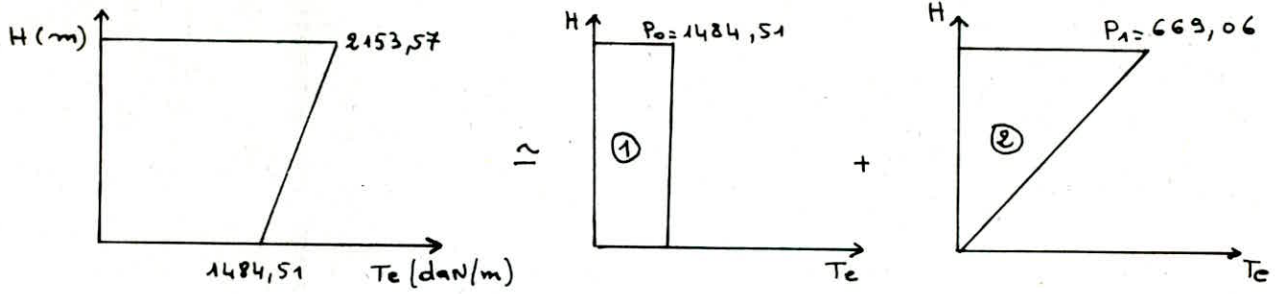
niv	C_E	ξ	Z	θ	β	δ	K_S	$q_w(\text{dan/m}^2)$	$S q_w(\text{dan/m}^2)$	$d(\text{m})$	$T_n(\text{dan/m})$	$T_e(\text{dan/m})$
29,64	1,3	0,25	0,33	0,70	1	0,77	1,30	121,48	93,54	22,32	2712,66	4747,15
26,58	1,3	"	0,334	"	"	"	"	117,58	90,54	"	2625,66	4594,90
23,52	"	"	0,340	"	"	"	"	113,68	87,53	"	2538,37	4442,15
20,46	"	"	0,345	"	"	"	"	109,78	84,53	"	2451,37	4289,90
17,4	"	"	0,350	"	"	"	"	105,88	81,53	"	2364,37	4137,64
14,34	"	"	0,352	"	"	"	"	101,91	78,47	"	2275,43	3982,35
11,28	"	"	0,358	"	"	"	"	98,09	75,53	"	2190,37	3833,15
8,22	"	"	0,360	"	"	"	"	94,19	72,53	"	2103,37	3680,90
5,16	"	"	0,360	"	"	"	"	90,29	69,52	"	2016,08	3528,14
2,10	"	"	0,360	"	"	"	"	86,39	66,52	"	1929,08	3375,90
0-0	"	"	0,360	"	"	"	"	83,72	64,46	"	1869,34	3271,34

Calcul de la force de traînée T - Sens transversal

Sens longitudinal

$$H = 29,64 \text{ m} \rightarrow T_e = 2153,57 \text{ daN/m}$$

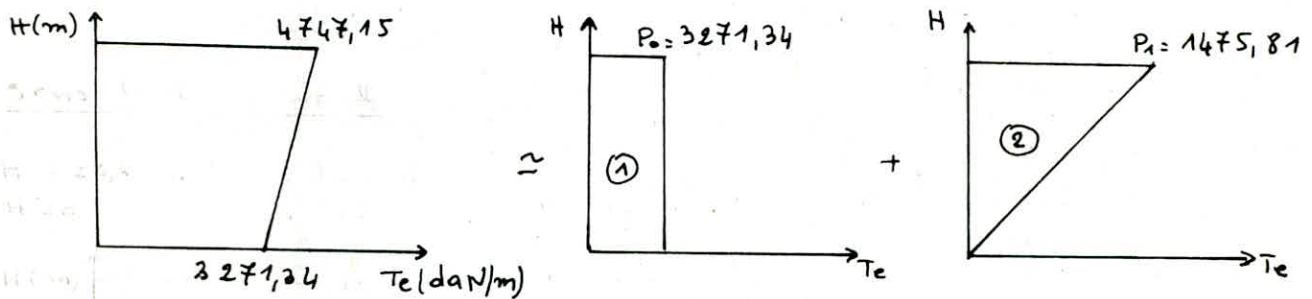
$$H = 0 \rightarrow T_e = 1484,51 \text{ "}$$



Sens transversal

$$H = 29,64 \text{ m} \rightarrow T_e = 4747,15 \text{ daN/m}$$

$$H = 0 \rightarrow T_e = 3271,34 \text{ "}$$



Calcul des efforts

- sens longitudinal

Le diagramme ① donne :

$$H_{e1} = P_0 H = 1484,51 \cdot 29,64 = 44.000,87 \text{ daN}$$

$$M_{e1} = H_{e1} \cdot \frac{H}{2} = 44.000,87 \cdot \frac{29,64}{2} = 652.092,98 \text{ daN.m}$$

$$\begin{cases} H_{e1} = 44 \text{ t} \\ M_{e1} = 652,092 \text{ t.m} \end{cases}$$

Le diagramme ② donne :

$$H_{e2} = P_1 H = 9915,47 \text{ daN}$$

$$M_{e2} = H_{e2} \cdot \frac{2}{3} H = 1.959.29,67 \text{ daN.m}$$

$$\begin{cases} H_{e2} = 9,915 \text{ t} \\ M_{e2} = 195,930 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Sens transversal

Le diagramme ① donne :

$$H_{e1} = P_0 H = 96.962,51 \text{ daN}$$

$$M_{e2} = H_{e1} \cdot \frac{H}{2} = 1.436.984,5 \text{ daN.m}$$

$$\begin{cases} H_{e1} = 96,96 \text{ t} \\ M_{e2} = 1.436,98 \text{ t.m} \end{cases}$$

le diagramme ② donne: $He_2 = P_1 \cdot \frac{H}{2} = 21862,6 \text{ daN}$
 $Me_2 = He_2 \cdot \frac{2}{3} H = 432005 \text{ daN.m}$

$$\begin{cases} He_2 = 21,86 \text{ t} \\ Me_2 = 432 \text{ t.m} \end{cases}$$

Total:

seus longitudinal:

$$He = He_1 + He_2 = 53,915 \text{ t}$$

$$Me = Me_1 + Me_2 = 848,022 \text{ t.m}$$

seus transversal:

$$He = He_1 + He_2 = 118,82 \text{ t}$$

$$Me = Me_1 + Me_2 = 1868,98 \text{ t.m}$$

Conclusion

Le vent dans le seus transversal est plus prépondérant que le vent dans le seus longitudinal

ETUDE AU SEISME

I. Généralités :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de l'accélération de pesanteur.

L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer des dégâts importants aux constructions à moins que celles-ci soient construites d'une façon adéquate.

II. DETERMINATION DES CHARGES SISMIQUES :

Les charges sismiques sont supposées concentrées au niveau des planchers. Vu que notre bâtiment est à usage d'habitation, il n'en est pas lieu de tenir compte d'un pourcentage des surcharges d'exploitation.

a/ NIVEAU 10

- ACROTÈRE	8,11 t
- PLANCHER	124,464 t
- POUTRES	60,287 t
- $\frac{1}{2}$ Poteaux	21,687 t
- $\frac{1}{2}$ Mur de façade	23,194 t
	237,732 t.

b/ NIVEAU 9 :

- PLANCHER	103,320 t
- POUTRES	60,287 t
- POTEAUX	43,374 t
- MURS DE façade	46,388 t
- 2 Balcons	4,620 t
- $\frac{1}{2}$ ESCALIER	3,735 t.
	261,724 t.

c/ NIVEAUX 8,7,6,5,4,3,2

- PLANCHER	103,320 t
- POUTRES	60,287 t
- POTEAUX	43,374 t
- MURS DE façade	46,388 t
- 2 Balcons	4,620 t
- ESCALIERS	7,470 t.
	265,459 t.

d/ NIVEAU 1 :

- PLANCHER	111,72 t
- POUTRES	60,287 t
- POTEAUX	36,56 t
- MURS DE façade	36,6 t
- Balcons	—
- ESCALIERS	7,470 t.
	254,637 t.

Soit le tableau récapitulatif suivant :

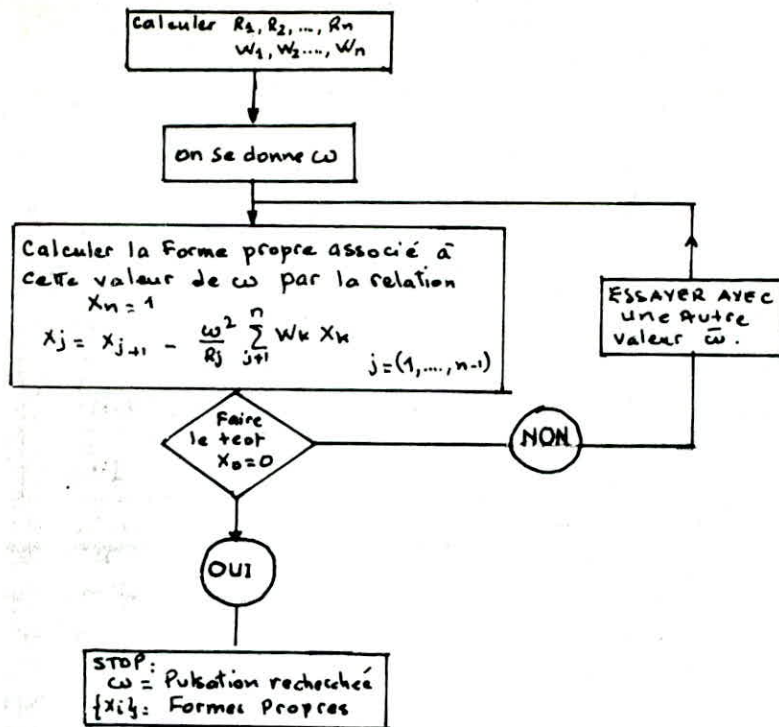
NIVEAU	10	9	8,7,6,5,4,3,2	1
$W_i (t)$	237,732	261,724	265,459	254,637

III. EVALUATION DE LA PERIODE T

La méthode utilisée pour le calcul de la période T est celle de M^S HOLZER, c'est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative de niveau, elle se prête très bien pour les structures auto-stables.

On calcule tout d'abord les pulsations ω_i puis les formes propres correspondantes à ces valeurs.

a/ Procédé de la méthode : La demande à suivre est donnée sous forme d'organigramme.



b/ Calcul de la Période dans le sens longitudinal :

* mode Fondamental : ($\omega_1 \rightarrow T_1$).

on se donne $\omega_1^2 = 52$. (K : indice de niveau)

K	Wk (kg)	Wk ω^2 ($\times 10^4$)	Xk	Wk ω^2 Xk ($\times 10^4$)	$\sum Wk \omega^2 Xk$ ($\times 10^4$)	Rk ($\times 10^7$)	$\frac{\sum Wk \omega^2 Xk}{Rk}$
10	237732	1236,20	1,00	1236,20	1236,20	54,8	0,022
9	261724	1360,96	0,9774	1330,202	2566,402	54,8	0,046
8	265459	1380,386	0,9305	1284,542	3850,944	54,8	0,070
7	265459	1380,386	0,8602	1187,445	5038,389	54,8	0,0919
6	265459	1380,386	0,7682	1060,493	6098,882	54,8	0,111
5	265459	1380,386	0,6569	906,784	7005,666	54,8	0,127
4	265459	1380,386	0,5290	730,306	7735,972	54,8	0,141
3	265459	1380,386	0,3878	535,358	8271,33	54,8	0,150
2	265459	1380,386	0,2368	326,962	8598,292	54,8	0,156
1	254637	1324,112	0,079	104,604	8702,89	102,65	0,082

Test: $x_1 = 0,079$ et $\frac{1}{R_k} \sum W_k \omega^2 X_k = 0,082 \Rightarrow x_0 > x_1 - \frac{1}{R_k} \sum W_k \omega^2 X_k = 0,079 - 0,082 = 3 \cdot 10^{-3} \approx 0$
 donc la valeur de la pulsation est $\omega_1 = \sqrt{52}$ ce qui nous donne une
 période $T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,871 \text{ s}$.

les formes propres associées sont :

- $x_1 = 0,079$
- $x_2 = 0,2368$
- $x_3 = 0,3878$
- $x_4 = 0,5290$
- $x_5 = 0,6569$
- $x_6 = 0,7682$
- $x_7 = 0,8602$
- $x_8 = 0,9305$
- $x_9 = 0,9774$

* Deuxième mode : ($\omega_2 \rightarrow 12$) . on se donne $\omega_2 = 457$.

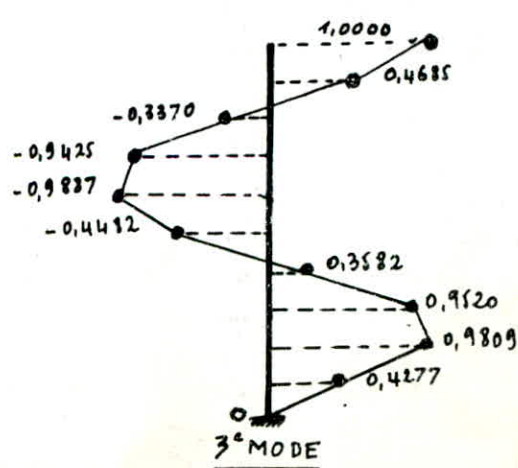
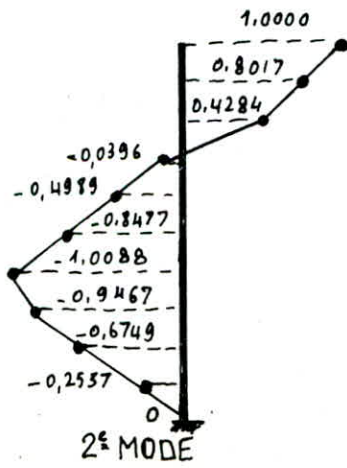
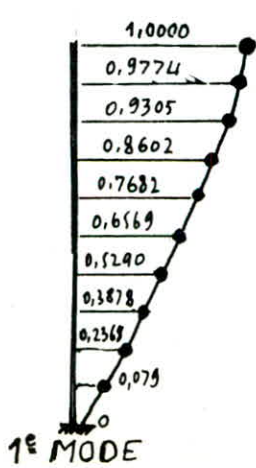
K	w_k	$w_k \omega^2 x_k (10^4)$	x_k	$w_k \omega^2 x_k$	$\sum w_k \omega^2 x_k$	R_k	$\frac{\sum w_k \omega^2 x_k}{R_k}$
10	237732	10864,352	1,00	10864,352	10864,352	54,8	0,198
9	261724	11960,787	0,8017	9580,96	20445,318	54,8	0,373
8	265459	12131,476	0,4284	5197,78	25643,102	54,8	0,468
7	265459	12131,476	-0,0396	-481,567	25161,535	54,8	0,459
6	265459	12131,476	-0,4986	-6052,39	19109,145	54,8	0,348
5	265459	12131,476	-0,8477	-10284,61	8824,535	54,8	0,161
4	265459	12131,476	-1,0088	-12239,20	-3406,22	54,8	-0,062
3	265459	12131,476	-0,9467	-11484,86	-14891,367	54,8	-0,271
2	265459	12131,476	-0,6749	-8187,533	-23079,625	54,8	-0,421
1	254637	11636,911	-0,2537	-2952,284	-26031,909	102,65	-0,2536

Test: $x_1 = -0,2537$ et $\frac{1}{R_k} \sum w_k \omega^2 x_k = -0,2536 \Rightarrow x_0 = 0$
 la pulsation est $\omega_2 = \sqrt{457}$ et la période $T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,293A$.

* Troisième mode : ($\omega_3 \rightarrow T_3$) . on se donne $\omega_3^2 = 1225$.

K	w_k	$w_k \omega^2 (x10^5)$	x_k	$w_k \omega^2 x_k$	$\sum w_k \omega^2 x_k$	R_k	$\frac{1}{R_k} \sum w_k \omega^2 x_k$
10	237732	2912,217	1,00	2912,217	2912,217	54,8	0,5314
9	261724	3206,119	0,4685	1502,066	4414,283	54,8	0,8055
8	265459	3251,872	-0,3370	-1095,881	3318,402	54,8	0,6055
7	265459	3251,872	-0,9425	-3064,889	253,513	54,8	0,0462
6	265459	3251,872	-0,9887	-3215,126	-2961,613	54,8	-0,5404
5	265459	3251,872	-0,4482	-1457,49	-4419,102	54,8	-0,8064
4	265459	3251,872	0,3582	1164,820	-3254,285	54,8	-0,5938
3	265459	3251,872	0,9520	3095,782	-158,503	54,8	-0,0281
2	265459	3251,872	0,9809	3189,761	3031,278	54,8	0,5537
1	254637	3119,303	0,4277	1334,126	4365,404	102,65	0,4252

Test: $x_1 = 0,4277$ et $\frac{1}{R_k} \sum w_k \omega^2 x_k = 0,4252 \Rightarrow x_0 = 0$
 la pulsation cherché est $\omega_3 = \sqrt{1225} \Rightarrow T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0,1795A$.



c/ Calcul de la période dans le sens transversal.

C'est le même procédé itératif que pour le sens longitudinal, sauf que les rigidités relatives de niveau changent. On calculera ainsi les périodes de trois modes et les trois formes propres associées.

On obtient les résultats suivants :

1^{er} MODE : $\omega_1^2 = 40 \Rightarrow \omega_1 = 6,324 \Rightarrow T_1 = 0,992 \text{ s}$.

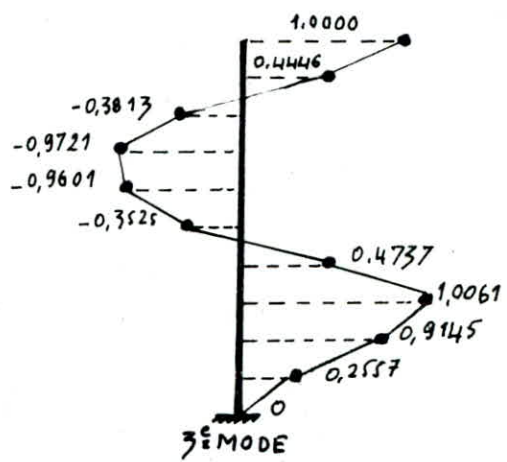
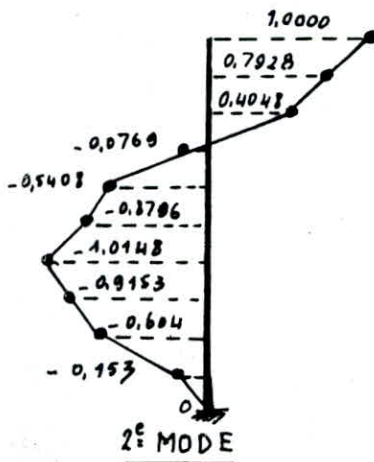
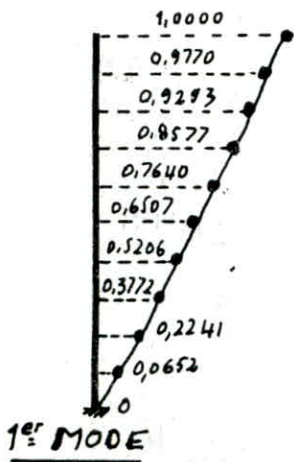
Les formes propres associées sont

$$\begin{cases} x_1 = 0,0652 \\ x_2 = 0,2241 \\ x_3 = 0,3772 \\ x_4 = 0,5206 \\ x_5 = 0,6507 \\ x_6 = 0,7640 \\ x_7 = 0,8577 \\ x_8 = 0,9293 \\ x_9 = 0,9770 \\ x_{10} = 1,0000 \end{cases}$$

2^e MODE :

$\omega_2^2 = 360 \Rightarrow \omega_2 = 18,97 \Rightarrow T_2 = 0,330 \text{ s}$.

3^e MODE : $\omega_3^2 = 965 \Rightarrow \omega_3 = 31,06 \Rightarrow T_3 = 0,202 \text{ s}$



IV. EVALUATION DES FORCES SISMQUES.

L'évaluation des forces sismiques sera faite par la méthode simplifiée d'analyse modale préconisée par le RPA 81. Le choix n'est pas aléatoire, il est dû au fait que notre structure est très simple dans les deux sens, cette méthode nous permet une approche précise. L'une des caractéristiques de cette méthode est la prise en compte des modes supérieurs (2^e et 3^e). Ainsi la sollicitation totale agissante à chaque niveau résultera de la combinaison des réponses modales. Sachant que les différents modes ne sont pas en phase, une addition arithmétique des modes conduirait à des valeurs de réponses assez élevées, afin de tenir compte de cette différence de phase, on procédera à une superposition quadratique. Nous avons à calculer la force sismique suivante :

$$F = \sqrt{\sum F_{ki}^2}$$

$\left\{ \begin{array}{l} k: \text{représente l'indice de niveau.} \\ i: \text{mode de vibration } i = \{1,2,3\} \\ F_{ki}: \text{force sismique de calcul du mode } i \end{array} \right.$

Dans dans le sens transversal ou longitudinal on procédera ainsi :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 \rightarrow F_{k1} \\ T_2 \rightarrow F_{k2} \\ T_3 \rightarrow F_{k3} \end{array} \right\} \Rightarrow F_k = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$$

a/ SENS LONGITUDINAL

① FORCE SISMIQUE DE calcul:

$$F_{ki} = \Gamma_i W_k (A B D_i Q) \cdot x_{ki}$$

- Γ_i : facteur de contribution du mode i
 w_k : Poids revenant au plancher k
 x_{ki} : Composantes du vecteur propre.
 A : Coefficient d'accélération de zone.
 D_i : Facteur d'amplification dynamique.
 B : Facteur de Comportement de la structure.
 Q : Facteur de Qualité du système de Contreventement.

② Calcul des différents coefficients :

$A = 0,15$ (Groupe d'usage 2 - Zone II)
 $B = 0,25$ (Structure en portiques autostables)
 $Q = 1,4$ avec $Q = 1 + \Sigma P_a$ (P_a : pénalité)

③ Calcul du Facteur de contribution Γ_i :

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n w_k x_{ki}}{\sum_{k=1}^n w_k x_{ki}^2} \quad n=10 \quad \text{Les résultats seront donnés sous forme de tableau.}$$

W(k)	1 ^{er} MODE				2 ^e MODE				3 ^e MODE			
	x_{k1}	x_{k1}^2	$w_k x_{k1}$	$w_k x_{k1}^2$	x_{k2}	x_{k2}^2	$w_k x_{k2}$	$w_k x_{k2}^2$	x_{k3}	x_{k3}^2	$w_k x_{k3}$	$w_k x_{k3}^2$
237,732	1,0000	1,0000	237,732	237,732	1,0000	1,0000	237,732	237,732	1,0000	1,0000	237,732	237,732
267,724	0,9774	0,9553	255,809	227,107	0,8017	0,6427	209,824	168,216	0,4685	0,2194	122,617	57,446
265,459	0,9305	0,8658	247,009	226,608	0,4284	0,1835	113,722	48,718	-0,3370	0,1135	-89,459	30,147
"	0,8602	0,7399	228,347	196,424	-0,0396	0,00156	-10,512	0,416	-0,9425	0,8883	-250,195	235,808
"	0,7682	0,5901	203,925	156,655	-0,4989	0,2489	-132,437	66,073	-0,9887	0,9775	-262,459	259,493
"	0,6569	0,4315	174,380	114,550	-0,8477	0,7185	-225,029	190,757	-0,4482	0,2008	-110,978	53,326
"	0,5290	0,2798	140,427	74,286	-1,0088	1,0176	-267,795	270,151	0,3592	0,1283	95,087	34,060
"	0,3878	0,1503	102,945	39,922	-0,9467	0,8962	-254,340	237,915	0,9520	0,9063	252,716	240,586
"	0,2368	0,0560	62,860	14,885	-0,6749	0,4554	-179,158	120,913	0,9809	0,9621	260,388	255,415
254,631	0,079	0,0062	20,116	1,589	-0,2537	0,0643	-64,601	16,389	0,4277	0,1829	108,908	46,580
		$\Sigma =$	1673,55	1289,76		$\Sigma =$	-569,56	1357,28		$\Sigma =$	356,36	1450,59

$\Gamma_1 = 1,2975$ (1^{er} mode)

$\Gamma_2 = -0,4196$ (2^e Mode)

$\Gamma_3 = 0,2456$ (3^e MODE)

④ Calcul du coefficient D_i (sol meuble)

$T_1 = 0,8711 \rightarrow D_1 = 1,515$ (1^{er} mode)
 $T_2 = 0,2930 \rightarrow D_2 = 2$ (2^e mode)
 $T_3 = 0,1795 \rightarrow D_3 = 2$ (3^e mode).

⑤ Calcul de F_{k1} , F_{k2} et F_{k3}

k	$\Gamma_1 A B D_i Q w_k$	x_{k1}	$F_{k1} (t)$
10	24,53392	1,00	24,534
9	27,00989	0,9774	26,399
8	27,39534	0,9305	25,491
7	27,39534	0,8602	23,565
6	27,39534	0,7682	21,045
5	27,39534	0,6569	17,995
4	27,39534	0,5290	14,492
3	27,39534	0,3878	10,624
2	27,39534	0,2368	6,487
1	26,27851	0,079	2,076

k	$\Gamma_2 A B D_i Q w_k$	x_{k2}	$F_{k2} (t)$
10	-10,474	1,00	-10,474
9	-11,531	0,8017	-9,244
8	-11,696	0,4284	-5,010
7	-11,696	-0,0396	0,463
6	-11,696	-0,4989	5,835
5	-11,696	-0,8477	9,914
4	-11,696	-1,0088	11,799
3	-11,696	-0,9467	11,072
2	-11,696	-0,6749	7,893
1	-11,219	-0,2537	2,846

k	$\Gamma_3 A B D_i Q w_k$	x_{k3}	$F_{k3} (t)$
10	6,130	1,00	6,131
9	6,749	0,4685	3,162
8	6,846	-0,3370	-2,307
7	6,846	-0,9425	-6,452
6	6,846	-0,9887	-6,768
5	6,846	-0,4482	-3,068
4	6,846	0,3592	+2,452
3	6,846	0,9520	+6,517
2	6,846	0,9809	6,715
1	6,567	0,4277	2,809

⑥ Calcul de la Force sismique F_k .

Niv.	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
F_{k1}	24,5339	26,3994	25,4913	23,5655	21,0451	17,9959	14,4921	10,6239	6,4872	2,0760
F_{k2}	-10,474	-9,244	-5,010	0,463	5,835	9,914	11,799	11,072	7,893	2,846
F_{k3}	6,130	3,162	-2,307	-6,452	-6,768	-3,068	2,452	6,517	6,715	2,809
F_k	27,371	28,149	26,081	24,437	22,863	20,774	18,847	16,671	12,226	4,505

b/ Sens transversal: $A = 0,15$; $B = 0,25$; $Q = 1 + 2P_q = 1,3$

① Calcul du Facteur de Contribution Γ_i :

W_k	1 ^{er} MODE				2 ^{er} MODE				3 ^{er} MODE			
	α_{k1}	α_{k1}^2	$W_k \alpha_{k1}$	$\alpha_{k1}^2 W_k$	α_{k2}	α_{k2}^2	$W_k \alpha_{k2}$	$\alpha_{k2}^2 W_k$	α_{k3}	α_{k3}^2	$W_k \alpha_{k3}$	$\alpha_{k3}^2 W_k$
237,732	1,00	1,00	237,732	237,732	1,00	1,00	237,732	237,732	1,00	1,00	237,732	237,732
261,724	0,977	0,964	255,704	249,823	0,7928	0,628	207,494	164,501	0,444	0,197	116,362	51,734
265,459	0,929	0,863	246,691	229,249	0,404	0,164	107,459	43,498	-0,381	0,145	-101,219	38,595
"	0,857	0,735	227,684	195,284	-0,0769	0,006	-20,413	1,569	-0,972	0,945	-258,052	260,853
"	0,764	0,584	202,810	154,947	-0,540	0,292	-143,560	77,637	-0,960	0,922	-254,867	244,697
"	0,650	0,423	172,734	112,398	-0,879	0,774	-233,497	205,384	-0,325	0,124	-93,574	32,984
"	0,520	0,271	138,197	71,945	-1,014	1,029	-269,387	273,574	0,473	0,224	125,747	59,566
"	0,377	0,142	100,131	37,769	-0,915	0,837	-242,974	222,394	1,006	1,012	267,078	268,707
"	0,224	0,050	59,489	13,331	-0,604	0,365	-160,337	96,843	0,914	0,836	242,762	222,006
254,667	0,065	0,004	16,602	1,082	-0,153	0,023	-38,959	5,960	0,255	0,065	65,110	16,648
	Σ		1657,774	1303,56	Σ		-556,27	1328,89	Σ		347,08	1423,52

$\Gamma_1 = 1,2717$ (1^{er} mode)

$\Gamma_2 = -0,4185$ (2^{er} mode)

$\Gamma_3 = 0,2438$ (3^{er} mode)

② Calcul du coefficient D_i

- $T_1 = 0,992s \rightarrow D_1 = 1,42$ (1^{er} mode)

- $T_2 = 0,33s \rightarrow D_2 = 2$ (2^{er} mode)

- $T_3 = 0,202s \rightarrow D_3 = 2$ (3^{er} mode)

③ Calcul de F_{k1}, F_{k2}, F_{k3} :

K	$\Gamma_1 A B D_1 Q W_k$	α_{k1}	F_{k1}
10	20,920	1,00	20,920
9	23,032	0,977	22,502
8	23,360	0,929	21,709
7	23,360	0,857	20,036
6	23,360	0,764	17,847
5	23,360	0,650	15,200
4	23,360	0,520	12,161
3	23,360	0,377	8,812
2	23,360	0,224	5,235
1	22,408	0,065	1,461

K	$\Gamma_2 A B D_2 Q W_k$	α_{k2}	F_{k2}
10	-9,700	1,00	-9,700
9	-10,678	0,793	-8,466
8	-10,131	0,405	-4,384
7	-10,831	-0,076	0,833
6	-10,831	-0,540	5,857
5	-10,831	-0,879	9,527
4	-10,831	-1,014	10,991
3	-10,831	-0,915	9,913
2	-10,831	-0,604	6,542
1	-10,389	-0,153	1,589

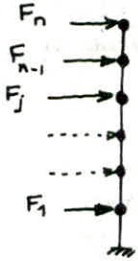
K	$\Gamma_3 A B D_3 Q W_k$	α_{k3}	F_{k3}
10	5,634	1,00	5,634
9	6,203	0,444	2,758
8	6,291	-0,381	-2,399
7	6,291	-0,972	-6,115
6	6,291	-0,960	-6,040
5	6,291	-0,352	-2,217
4	6,291	0,474	2,980
3	6,291	1,006	6,330
2	6,291	0,914	5,753
1	6,035	0,255	1,543

④ Calcul de la Force sismique F_k .

Niv	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
F_{K1}	20,920	22,501	21,708	20,036	17,847	15,200	12,161	8,811	5,235	1,461
F_{K2}	-9,700	-8,465	-4,384	0,832	5,857	9,526	10,991	9,913	6,541	1,589
F_{K3}	5,634	2,757	-2,398	-6,115	-6,040	-2,217	2,980	6,329	5,753	1,543
$F_{K(t)}$	23,737	24,198	22,275	20,964	19,730	18,074	16,660	14,695	10,163	2,653

V. DETERMINATION DES EFFORTS TRANCHANTS DE NIVEAU

Soit F_1, F_2, \dots, F_n les forces sismiques calculées à chaque niveau et dans chaque sens.
 Selon le (RPA 81) l'effort tranchant venant à chaque niveau est :



$$T_n = F_n$$

$$T_{n-1} = F_n + F_{n-1}$$

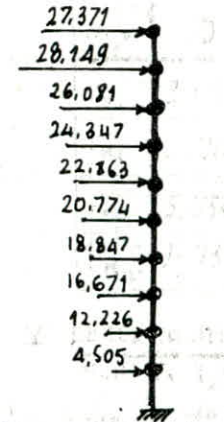
$$T_j = F_n + F_{n-1} + F_j$$

$$\vdots$$

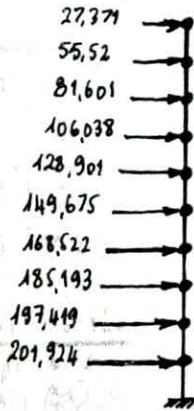
$$T_1 = F_n + F_{n-1} + F_j + \dots + F_1$$

Sens longitudinal :

Sens transversal :



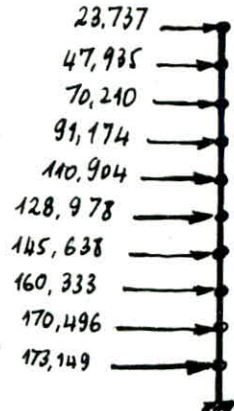
FORCES SISMQUES à chaque niveau.



EFFORTS TRANCHANTS à chaque niveau.



FORCES SISMQUES à chaque niveau.



EFFORTS TRANCHANTS à chaque niveau.

VII. DEFORMATIONS HORIZONTALES : Sous l'action des forces horizontales, notre structure subira des déformations horizontales (déplacements horizontaux). Afin d'éviter les désordres dans les éléments de remplissage, l'augmentation des contraintes dans le système de contreventement et permettre un déplacement préjudiciable avec les constructions avoisinantes, il est indéniable de limiter ces déplacements. Ainsi selon le RPA 81, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 de la hauteur d'étage.

Donc selon le (RPA 81) le déplacement latéral calculé à partir des forces latérales doit être multiplié par $1/2B$ pour obtenir le déplacement relatif.

$$\delta_k = \frac{T_k}{R_k} \cdot \frac{1}{2B}$$

δ_k : déplacement du niveau k par rapport au niveau $k-1$

T_k : effort tranchant venant au niveau k

R_k : rigidité du niveau k

B : facteur de comportement de la structure.

a/ Sens Longitudinal : $\delta_k = 0,075 \cdot 306 = 2,295$ cm. de m pour le sens transversal
 tous les résultats seront donnés sous forme de tableaux.

Sens LONGITUDINAL

Niv.	T _K (kg)	R _K (kg/cm)	δ _K (cm)	δ _K
10	27371	548016.6	0,0998	2,295
9	55520	548016,6	0,2026	2,295
8	81601	548016,6	0,2978	2,295
7	106038	548016.6	0,3869	2,295
6	128901	548016,6	0,4704	2,295
5	149675	548016,6	0,5462	2,295
4	168522	548016,6	0,6150	2,295
3	185193	548016,6	0,6758	2,295
2	197419	548016,6	0,7204	2,295
1	201924	548016,6	0,1960	2,295

Sens transversal.

niv.	T _K (kg)	R _K (kg/cm)	δ _K (cm)	δ _K
10	23737	413139,3	0,114	2,295
9	47935	"	0,232	"
8	70210	"	0,339	"
7	91174	"	0,441	"
6	110904	"	0,536	"
5	128978	"	0,624	"
4	145638	"	0,705	"
3	160333	"	0,776	"
2	170496	"	0,825	"
1	173149	"	0,261	"

CALCUL DES EFFORTS SOUS
LES CHARGES HORIZONTALES
(METHODE DE MUTO)

La methode de ME MUTO est tres pratique pour determiner les efforts dans les portiques sous les sollicitations laterales.

ETAPES A SUIVRE :

1/ Repartir les efforts tranchants de niveau pour les differents portiques par la formule:

- Portiques longitudinaux :
$$\tau_{jx} = T_{jx} \cdot \frac{R_j^l}{\sum_{l=1}^n R_j^l} + T_{jx} \cdot y_G \cdot \frac{R_j^l}{R_j^0} \cdot y$$

- Portiques transversaux :
$$\tau_{jy} = T_{jy} \cdot \frac{R_j^t}{\sum_{t=1}^n R_j^t} + T_{jy} \cdot x_G \cdot \frac{R_j^t}{R_j^0} \cdot x$$

- R_{j^l} : rigidite de niveau d'un portique longitudinal.
- R_{j^t} : rigidite de niveau d'un portique transversal.
- R_{j⁰} : rigidite de niveau a la torsion.
- T_{j^x} : effort tranchant de niveau dans le sens longitudinal.
- T_{j^y} : effort tranchant de niveau dans le sens transversal
- x_G : distance du centre de masse au centre de torsion (excentricite Accidentelle)
- y_G : excentricite accidentelle = x_G.
- x : distance d'un portique transversal au centre de torsion
- y : distance d'un portique longitudinal au centre de torsion.

2/ Calculer l'effort tranchant revenant a chaque poteau dans chaque sens.

$$\tau_j^{(i)} = \frac{a_j \cdot K_j^i}{D_j} \cdot \tau_j$$

- τ_{j⁽ⁱ⁾} : effort tranchant revenant au poteau i du niveau j
- a_j : coefficient de correction donne selon "MUTO"
- τ_j : effort tranchant revenant au portique considere au niveau j
- D_j : $\sum a_j \cdot K_j^i$
- K_{jⁱ} : raideur du poteau i au niveau j.

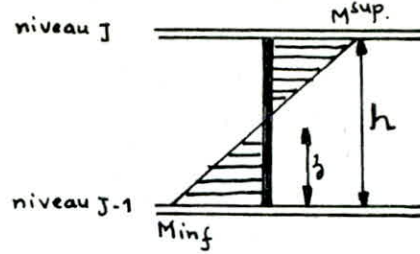
3/ Calculer les moments flechissants dans les poteaux.

La position du point d'inflexion est calculé en fonction des caractéristiques du portique :

$$M_{sup} = t_{ij}^u (h-z)$$

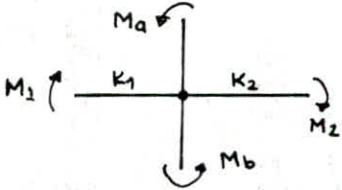
$$M_{inf} = t_{ij}^z$$

Avec $z = y \cdot h$ et $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$
Tous les coefficients y_0, y_1, y_2, y_3 sont donnés dans le livre (Concept. et calcul des structures soumises au séisme).



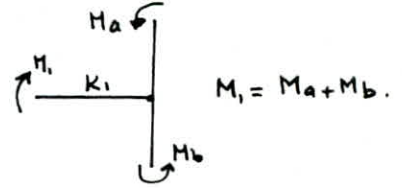
4/ Calcul des moments flechissants dans les poutres :

Dans un nœud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est reparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.



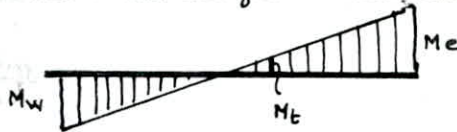
$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$



5/ Calcul des moments entravés dans les poutres :

Sous l'action d'une force latérale le diagramme du moment flechissant dans une poutre donnée est linéaire

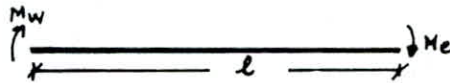


$$M_E = \frac{M_e - M_w}{2}$$

6/ Calcul des efforts tranchants dans les poutres :

$$Tl + M_w + M_e = 0$$

$$\Rightarrow T = - \frac{M_w + M_e}{l}$$



T est constant le long de la poutre. Ayant défini Mw et Me dans le sens où ils s'exercent réellement donc $T(x) = - \frac{|M_w| + |M_e|}{l}$

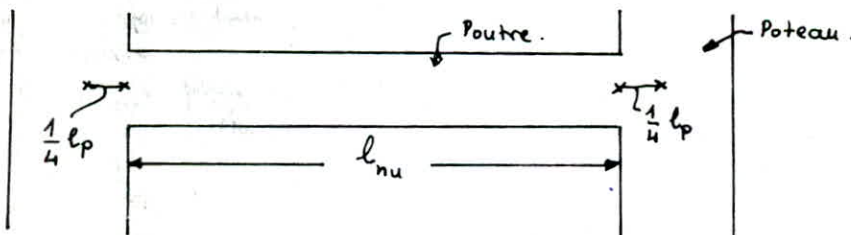
T(x) est une constante négative tout le long s'exerçant dans le sens (→)

7/ Calcul des efforts normaux dans les poteaux :

Les efforts tranchants s'exercent sur les nœuds des poutres et transmettent comme efforts normaux dans les poteaux. $N = T_e - T_w$.

Cet effort normal est réversible selon que le séisme agit dans un sens ou dans l'autre sens.

8/ Complément donné par MUTO :



* La longueur de la poutre en frendre en considération est :

$$l = l_{nu} + 2 \cdot \frac{1}{4} l_p$$

- l_{nu} : longueur de la poutre entre nu.

- l_p : épaisseur du poteau.

Il faut que la longueur de calcul des poutres ne doit pas dépasser la longueur entre axe des poteaux.

* La hauteur h du poteau à intervenir dans les calculs est égale à la distance entre la face supérieure de la poutre inférieure et la face inférieure de la poutre supérieure + $\frac{1}{2}$ de la dimension du poteau dans le plan du portique.

TOUTES CES ETAPES DE Calcul seront données sous forme de tableaux.

I. REPARTITION DES EFFORTS TRANCHANTS AUX PORTIQUES LONGITUDINAUX.

NIV	T_{jx}	$\Sigma R_{j\ell}$	R_{j0}	PORT	$R_{j\ell}$ (kg/cm)	y (cm)	$\frac{T_{jx} \cdot R_{j\ell}}{\Sigma R_{j\ell}}$	$T_{jx} \cdot y_g \cdot \frac{R_{j\ell}}{R_{j0}} \cdot y$	ξ_{jx}
10	27,371	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	9,1236	-0,8726	8,1236
				B-B	182672,2	9,3	9,1236	0,0961	9,1397
				C-C	182672,2	510,7	9,1236	0,8890	10,0126
9	55,520	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	18,5066	-1,7701	18,5066
				B-B	182672,2	9,3	18,5066	0,0328	18,5394
				C-C	182672,2	510,7	18,5066	1,8033	20,3099
8	81,601	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	27,2003	-2,6017	27,2003
				B-B	182672,2	9,3	27,2003	0,0482	27,2485
				C-C	182672,2	510,7	27,2003	2,6505	29,8508
7	106,038	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	35,3460	-3,3808	35,3460
				B-B	182672,2	9,3	35,3460	0,0627	35,4087
				C-C	182672,2	510,7	35,3460	3,4442	38,7902
6	128,901	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	42,9670	-4,1098	42,9670
				B-B	182672,2	9,3	42,9670	0,0762	43,0432
				C-C	182672,2	510,7	42,9670	4,1868	47,1538
5	149,675	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	49,8916	-4,7721	49,8916
				B-B	182672,2	9,3	49,8916	0,0885	49,9801
				C-C	182672,2	510,7	49,8916	4,8616	54,7532
4	168,522	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	56,1740	-5,3730	56,1740
				B-B	182672,2	9,3	56,1740	0,0996	56,2736
				C-C	182672,2	510,7	56,1740	5,4738	61,6478
3	185,193	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	61,7310	-5,9045	61,7310
				B-B	182672,2	9,3	61,7310	0,1095	61,8405
				C-C	182672,2	510,7	61,7310	6,0153	67,7463
2	197,419	548016,6	32,05 · 10 ¹⁰	A-A	182672,2	-501,3	65,8063	-6,2943	65,8063
				B-B	182672,2	9,3	65,8063	0,1167	65,9230
				C-C	182672,2	510,7	65,8063	6,4124	72,2187
1	201,924	7026506	90,214 · 10 ¹⁰	A-A	342168,67	-501,3	67,3080	-6,4380	67,3080
				B-B	342168,67	9,3	67,3080	0,1194	67,4274
				C-C	342168,67	510,7	67,3080	6,5587	73,8667

unités :

$$\begin{array}{llll}
 \xi_{jx} \text{ (t)} & T_{jx} \cdot \frac{R_{j\ell}}{\Sigma R_{j\ell}} \text{ (t)} & \Sigma R_{j\ell} \text{ (kg/cm)} & R_{j\ell} \text{ (kg/cm)} \\
 T_{jx} \cdot y_g \cdot \frac{R_{j\ell}}{R_{j0}} \cdot y \text{ (t)} & T_{jx} \text{ (t)} & R_{j0} \text{ (kg/cm)} & y \text{ (cm)}
 \end{array}$$

Remarque : y_g : excentricité accidentelle prise égale à 1,116 m.

II. DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT REVENANT A CHAQUE POUTRE AUX DIFFERENTS NIVEAUX (Sens longitudinal)

PORTIQUE C-C (Longitudinal)

NIVEAU	\bar{z}_{jx}	D_j	Pot.	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆	C ₇
10	10,0126	3703,065	$t_{j(t)}$	0,9984	1,6023	1,5620	1,6587	1,6587	1,5500	0,9823
9	20,8099	"	$Q_j K_j$	369,264	592,61	577,72	613,45	613,45	573,253	363,308
			t_j	2,0252	3,2502	3,1685	3,3645	3,3645	3,1440	1,9926
8	29,8508	"	$Q_j K_j$	369,264	592,61	577,72	613,45	613,45	573,253	363,308
			t_j	2,9766	4,7770	4,6570	4,9451	4,9451	4,6210	2,9286
7	38,7902	"	$Q_j K_j$	369,264	592,61	577,72	613,45	613,45	573,253	363,308
			t_j	3,8680	6,2076	6,0517	6,4260	6,4260	6,0049	3,8057
6	47,1538	"	$Q_j K_j$	369,264	592,61	577,72	613,45	613,45	573,253	363,308
			t_j	4,7021	7,5461	7,3565	7,8115	7,8115	7,2996	4,6262
5	54,7532	"	$Q_j K_j$	369,264	592,61	577,72	613,45	613,45	573,253	363,308
			t_j	5,4599	8,7622	8,5421	9,0704	9,0704	8,4760	5,3718
4	61,6478	"	$Q_j K_j$	369,264	592,61	577,72	613,45	613,45	573,253	363,308
			t_j	6,1474	9,8656	9,6177	10,2126	10,2126	9,5433	6,0482
3	67,7463	"	$Q_j K_j$	369,264	592,61	577,72	613,45	613,45	573,253	363,308
			t_j	6,7555	10,8415	10,5691	11,2229	11,2229	10,4874	6,6465
2	72,2187	"	$Q_j K_j$	369,264	592,61	577,72	613,45	613,45	573,253	363,308
			t_j	7,2015	11,5573	11,2669	11,9638	11,9638	11,1797	7,0853
1	73,8667	"	$Q_j K_j$	841,920	1050,10	1034,91	1071,802	1071,802	1030,579	835,31
			t_j	8,9647	11,1827	11,0210	11,4139	11,4139	10,9749	8,8954

III. MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POTEAUX :

PORTIQUE C-C.

Niv	Pot	$t_j(t)$	\bar{K}	y	$z = yR$	M_{inf}	$h-z$	M_{sup}
10	C ₁	0,9984	0,664	0,30	0,843	0,841	1,967	1,963
	C ₂	1,6023	1,320	0,416	1,168	1,871	1,642	2,631
	C ₃	1,5620	1,267	0,413	1,160	1,812	1,650	2,577
	C ₄	1,6587	1,406	0,420	1,180	1,957	1,630	2,703
	C ₅	1,6587	1,406	0,420	1,180	1,957	1,630	2,703
	C ₆	1,5500	1,254	0,412	1,157	1,793	1,653	2,562
	C ₇	0,9823	0,647	0,30	0,843	0,828	1,967	1,932
9	C ₁	2,0252	0,661	0,4	1,124	2,276	1,686	3,414
	C ₂	3,2502	1,301	0,45	1,264	4,108	1,546	5,024
	C ₃	3,1685	1,267	0,45	1,264	4,005	1,546	4,898
	C ₄	3,3645	1,406	0,45	1,264	4,252	1,546	5,201
	C ₅	3,3645	1,406	0,45	1,264	4,252	1,546	5,201
	C ₆	3,1440	1,254	0,45	1,264	3,974	1,546	4,860
	C ₇	1,9926	0,647	0,40	1,124	2,239	1,686	3,359

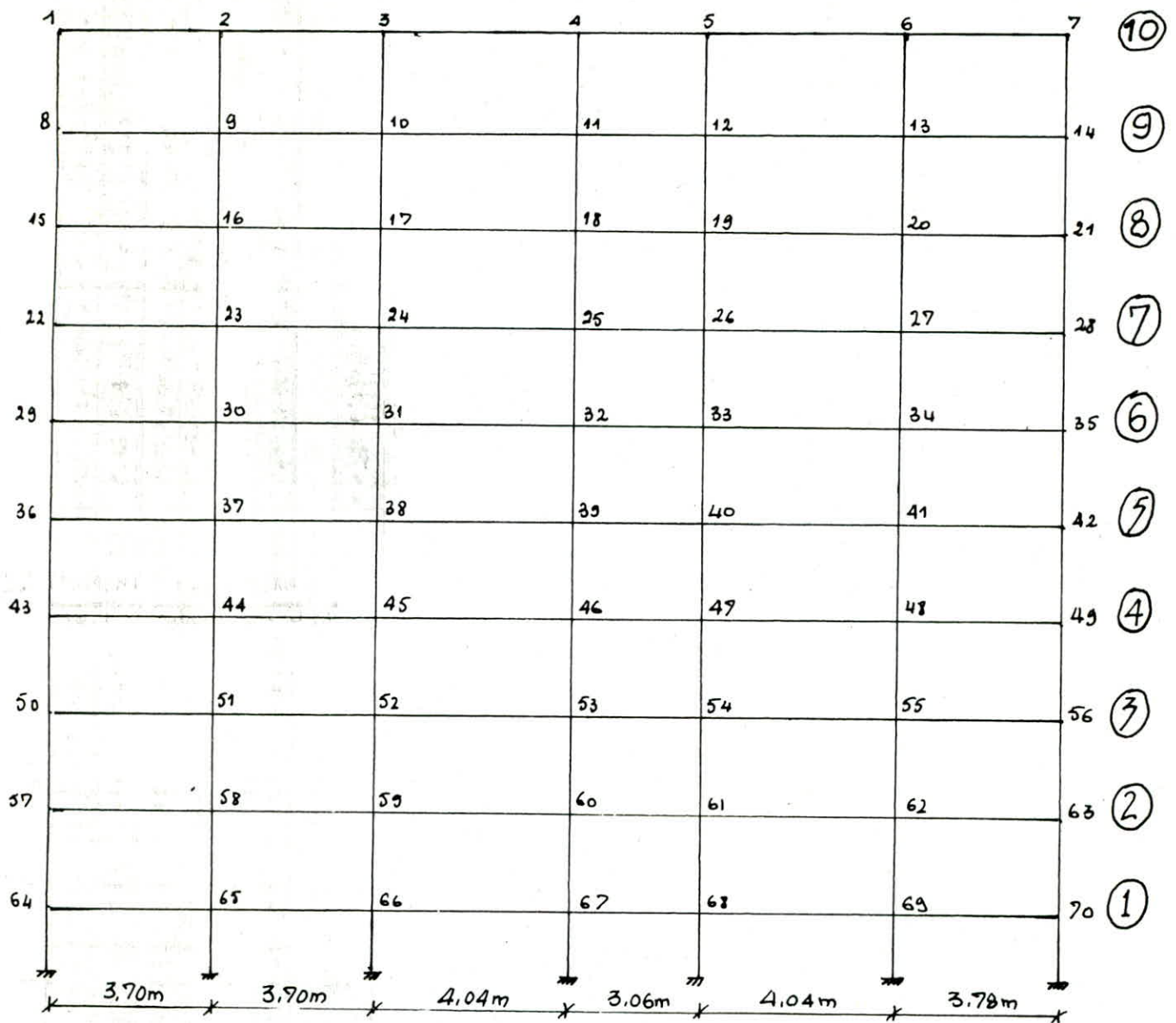
IV	Pot	t_j (t)	\bar{k}	y	$z = yh$	M_{inf} (t·m)	$h-z$ (m)	M_{sup} (t·m)
8	C ₁	2,9766	0,661	0,403	1,132	3,369	1,678	4,994
	C ₂	4,7770	1,320	0,466	1,509	6,253	1,501	7,170
	C ₃	4,6570	1,267	0,463	1,301	6,058	1,509	7,027
	C ₄	4,9451	1,406	0,470	1,320	6,527	1,490	7,368
	C ₅	4,9451	1,406	0,470	1,320	6,527	1,490	7,368
	C ₆	4,6210	1,254	0,462	1,298	5,998	1,512	6,987
	C ₇	2,9286	0,647	0,403	1,132	3,315	1,678	4,914
7	C ₁	3,8680	0,661	0,45	1,264	4,889	1,546	5,979
	C ₂	6,2076	1,320	0,50	1,405	8,721	1,405	8,721
	C ₃	6,0517	1,267	0,50	1,405	8,502	1,405	8,502
	C ₄	6,4260	1,406	0,50	1,405	9,028	1,405	9,028
	C ₅	6,4260	1,406	0,50	1,405	9,028	1,405	9,028
	C ₆	6,0049	1,254	0,45	1,264	8,436	1,546	8,436
	C ₇	3,8057	0,647	0,45	1,264	4,810	1,546	5,883
6	C ₁	4,7021	0,661	0,50	1,405	5,943	1,405	7,269
	C ₂	9,5461	1,320	0,50	1,405	10,602	1,405	10,602
	C ₃	7,3565	1,267	0,50	1,405	10,335	1,405	10,335
	C ₄	7,8115	1,406	0,50	1,405	10,975	1,405	10,975
	C ₅	7,8115	1,406	0,50	1,405	10,975	1,405	10,975
	C ₆	7,2996	1,254	0,50	1,405	10,255	1,405	10,255
	C ₇	4,6262	0,647	0,45	1,264	5,847	1,546	7,152
5	C ₁	5,4599	0,661	0,45	1,264	6,901	1,546	8,441
	C ₂	8,7622	1,320	0,50	1,405	12,310	1,405	12,310
	C ₃	8,5421	1,267	0,50	1,405	12,002	1,405	12,002
	C ₄	9,0704	1,406	0,50	1,405	12,744	1,405	12,744
	C ₅	9,0704	1,406	0,50	1,405	12,744	1,405	12,744
	C ₆	8,4760	1,254	0,50	1,405	11,908	1,405	11,908
	C ₇	5,3718	0,647	0,45	1,264	6,789	1,546	8,304

NIV	Pot	t_j	\bar{k}	y	$z = yh$	M_{inf}	$h-z$	M_{sup}
4	C ₁	6,1474	0,661	0,50	1,405	8,637	1,405	8,637
	C ₂	9,8656	1,320	0,50	1,405	13,861	1,405	13,861
	C ₃	9,6177	1,267	0,50	1,405	13,512	1,405	13,512
	C ₄	10,2126	1,406	0,50	1,405	14,348	1,405	14,348
	C ₅	10,2126	1,406	0,50	1,405	14,348	1,405	14,348
	C ₆	9,5433	1,254	0,50	1,405	13,408	1,405	13,408
	C ₇	6,0482	0,647	0,50	1,405	8,497	1,405	8,497
3	C ₁	6,7555	0,661	0,50	1,405	9,491	1,405	9,491
	C ₂	10,8415	1,320	0,50	1,405	15,232	1,405	15,232
	C ₃	10,5691	1,267	0,50	1,405	14,849	1,405	14,849
	C ₄	11,2229	1,406	0,50	1,405	15,768	1,405	15,768
	C ₅	11,2229	1,406	0,50	1,405	15,768	1,405	15,768
	C ₆	10,4874	1,254	0,50	1,405	14,734	1,405	14,734
	C ₇	6,6465	0,647	0,50	1,405	9,338	1,405	9,338
2	C ₁	7,2015	0,661	0,60	1,686	12,141	1,124	8,094
	C ₂	11,5573	1,320	0,50	1,405	16,238	1,405	16,238
	C ₃	11,2669	1,267	0,50	1,405	15,829	1,405	15,829
	C ₄	11,9638	1,406	0,50	1,405	16,809	1,405	16,809
	C ₅	11,9638	1,406	0,50	1,405	16,809	1,405	16,809
	C ₆	11,1797	1,254	0,50	1,405	15,707	1,405	15,707
	C ₇	7,0853	0,647	0,60	1,686	11,945	1,124	7,963
1	C ₁	8,9647	0,454	0,847	1,778	15,939	0,322	2,886
	C ₂	11,1827	0,908	0,700	1,470	16,438	0,63	7,045
	C ₃	11,0210	0,870	0,746	1,560	17,192	0,54	5,951
	C ₄	11,4139	0,965	0,700	1,470	16,778	0,63	7,190
	C ₅	11,4139	0,965	0,700	1,470	16,778	0,63	7,190
	C ₆	10,9749	0,860	0,748	1,570	17,230	0,53	5,8166
	C ₇	8,8954	0,440	0,848	1,780	15,833	0,319	2,839

-32-

IV MOMENTS FLECHISSANTS AUX NOEUDS DES BOUTRES. (Portique CC)

Tout d'abord on doit numéroter les différents noeuds de poutres constituant le portique.



NIV	noeud	M_a (t.m)	M_b (t.m)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)
10	1	0	1,963	0	1,963
	2	0	2,631	-1,315	1,315
	3	0	2,677	1,345	1,232
	4	0	2,703	1,165	1,538
	5	0	2,703	1,538	1,165
	6	0	2,562	1,238	1,323
	7	0	1,932	1,932	0
9	8	0,841	3,414	0	4,255
	9	1,871	5,024	3,448	3,448
	10	1,812	4,898	3,502	3,208
	11	1,957	5,201	3,085	4,073
	12	1,957	5,201	4,073	3,085
	13	1,793	4,860	3,216	3,437
	14	0,828	3,359	4,187	0

Niv	Nœud	M _a (t-m)	M _b (t-m)	M ₁ (t-m)	M ₂ (t-m)
8	15	2,276	4,994	0	7,270
	16	4,108	7,170	5,639	5,639
	17	4,005	7,027	5,7583	5,274
	18	4,252	7,368	5,008	6,612
	19	4,252	7,368	6,612	5,008
	20	3,974	6,987	5,298	5,662
	21	2,239	4,914	7,153	0
7	22	3,369	5,979	0	9,348
	23	6,253	8,721	7,487	7,487
	24	6,058	8,502	7,599	6,960
	25	6,527	9,028	6,704	8,850
	26	6,527	9,028	8,850	6,704
	27	5,998	8,436	6,977	7,456
	28	5,315	5,883	11,198	0
6	29	4,889	7,269	0	12,158
	30	8,721	10,602	9,662	9,662
	31	8,502	10,335	9,832	9,005
	32	9,028	10,975	8,621	11,382
	33	9,028	10,975	11,382	8,621
	34	8,436	10,255	9,035	9,656
	35	4,810	7,152	11,962	0
5	36	5,943	8,441	0	14,384
	37	10,602	12,310	11,456	11,456
	38	10,335	12,001	11,658	10,677
	39	10,975	12,743	10,222	13,495
	40	10,975	12,743	13,495	10,222
	41	10,255	11,908	10,713	11,449
	42	5,847	8,304	14,151	0

Niv	Nœud	M _a (t-m)	M _b (t-m)	M ₁ (t-m)	M ₂ (t-m)
4	43	6,901	8,637	0	15,538
	44	12,310	13,861	13,085	13,085
	45	12,002	13,512	13,317	12,196
	46	12,744	14,348	11,676	15,415
	47	12,744	14,348	15,415	11,676
	48	11,908	13,408	12,237	13,078
	49	6,789	8,497	15,286	0
3	50	8,637	9,491	0	18,128
	51	13,861	15,232	14,546	14,546
	52	13,512	14,849	14,803	13,557
	53	14,348	15,768	12,979	17,136
	54	14,348	15,768	17,136	12,979
	55	13,408	14,734	13,603	14,538
	56	8,497	9,338	17,835	0
2	57	9,491	8,094	0	17,585
	58	15,232	16,238	15,735	15,735
	59	14,849	15,829	16,013	14,665
	60	15,768	16,809	14,040	18,536
	61	15,768	16,809	18,536	14,040
	62	14,734	15,707	14,714	15,726
	63	9,338	7,963	17,301	0
1	64	12,141	2,886	0	15,027
	65	16,238	7,045	11,641	11,641
	66	15,829	5,951	11,368	10,411
	67	16,809	7,190	10,343	13,655
	68	16,809	7,190	13,655	10,343
	69	15,707	5,8166	10,404	11,196
	70	11,945	2,839	14,784	0

V. TABLEAU RECAPITULATIF : POUTRES SOUS E (seisme)
(PORTIQUE C-C)

NIV	POUTRE	M _e	M _w	M _t	T
10	1-2	1,315	1,963	-0,324	-0,943
	2-3	1,345	1,315	0,015	-0,765
	3-4	1,165	1,232	-0,033	-0,628
	4-5	1,538	1,538	0	-1,085
	5-6	1,238	1,165	0,037	-0,629
	6-7	1,932	1,323	0,305	-0,915
9	8-9	3,447	1,255	-0,404	-2,216
	9-10	3,502	3,447	0,027	-1,999
	10-11	3,085	3,208	-0,061	-1,649
	11-12	4,073	4,073	0	-2,873
	12-13	3,216	3,085	0,065	-1,652
	13-14	4,187	3,437	0,375	-2,145
8	15-16	5,639	7,270	-0,815	-3,715
	16-17	5,758	5,639	0,059	-3,279
	17-18	5,008	5,274	-0,133	-2,695
	18-19	6,612	6,612	0	-4,664
	19-20	5,298	5,008	0,145	-2,702
	20-21	7,153	5,662	0,745	-3,605
7	22-23	7,487	9,348	-0,931	-4,845
	23-24	7,599	7,487	0,056	-4,341
	24-25	6,704	6,960	-0,128	-3,582
	25-26	8,850	8,850	0	-6,243
	26-27	6,977	6,704	0,136	-3,586
	27-28	11,198	7,456	1,871	-5,247
6	29-30	9,662	12,158	-1,248	-6,279
	30-31	9,832	9,662	0,085	-5,610
	31-32	8,621	9,0047	-0,192	-4,620
	32-33	11,392	11,382	0	-8,029
	33-34	9,035	8,621	0,207	-4,628
	34-35	11,962	9,656	1,153	-6,081

NIV	POUTRE	M _e	M _w	M _t	T
5	36-37	11,456	14,384	-1,464	-7,436
	37-38	11,658	11,456	0,101	-6,652
	38-39	10,222	10,677	-0,227	-5,478
	39-40	13,495	13,495	0	-9,520
	40-41	10,713	10,222	0,245	-5,488
	41-42	14,151	11,449	1,351	-7,201
4	43-44	13,085	15,538	-1,226	-8,237
	44-45	13,317	13,085	0,116	-7,598
	45-46	11,676	12,196	-0,260	-6,257
	46-47	15,415	15,415	0	-10,169
	47-48	12,237	11,676	0,281	-6,268
	48-49	15,286	13,078	1,104	-7,978
3	50-51	14,546	18,128	-1,791	-9,403
	51-52	14,803	14,546	0,128	-8,445
	52-53	12,979	13,557	-0,289	-6,958
	53-54	17,136	17,136	0	-12,088
	54-55	13,603	12,979	0,312	-6,967
	55-56	17,835	14,538	1,649	-9,106
2	57-58	15,735	17,585	-0,925	-9,588
	58-59	16,013	15,735	0,139	-9,136
	59-60	14,040	14,665	-0,313	-7,524
	60-61	18,536	18,536	0	-13,076
	61-62	14,714	14,040	0,337	-7,537
	62-63	17,301	15,726	0,787	-9,290
1	64-65	11,641	15,027	-1,693	-7,674
	65-66	11,368	11,641	-0,136	-6,621
	66-67	10,343	10,411	-0,034	-5,440
	67-68	13,655	13,655	0	-9,633
	68-69	10,404	10,343	0,031	-5,438
	69-70	14,784	11,119	1,832	-7,286

M_e : moment en travée dans les poutres.
 T : effort tranchant dans les poutres.
 M_e, M_w : moments aux appuis des poutres.

Unités :
 M_e, M_w, M_t (t.m)
 T (t).

POTEAUX SOUS E
(PORTIQUE C-C)

Niv	Dot.	Ming	M ^{sup}	N	N _{cum.}
10	C ₁	0.841	1,963	0,943	0,943
	C ₂	1.871	2,631	-0,177	-0,177
	C ₃	1.872	2,577	-0,137	-0,137
	C ₄	1.957	2,703	0,457	0,457
	C ₅	1.957	2,703	-0,455	-0,455
	C ₆	1.793	2,562	0,286	0,286
	C ₇	0.828	1,932	-0,915	-0,915
9	C ₁	2,276	3,414	2,216	3,160
	C ₂	4,108	5,024	-0,216	-0,394
	C ₃	4,005	4,898	-0,351	-0,488
	C ₄	4,252	5,201	1,224	1,681
	C ₅	4,252	5,201	-1,222	-1,677
	C ₆	3,974	4,860	0,493	0,778
	C ₇	2,239	3,359	-2,145	-3,06
8	C ₁	3,369	4,994	3,715	6,875
	C ₂	6,253	7,170	-0,435	-0,83
	C ₃	6,058	7,027	-0,585	-1,073
	C ₄	6,527	7,362	1,969	3,650
	C ₅	6,527	7,368	-1,963	-3,640
	C ₆	5,998	6,987	0,903	1,682
	C ₇	3,315	4,914	-3,605	-6,660
7	C ₁	4,889	5,979	4,845	11,720
	C ₂	8,721	8,721	-0,5033	-1,330
	C ₃	8,502	8,502	-0,760	-1,832
	C ₄	9,028	9,028	2,661	6,311
	C ₅	9,028	9,028	-2,657	-6,300
	C ₆	8,436	8,436	1,661	3,342
	C ₇	4,810	5,883	-5,247	-11,910
6	C ₁	5,943	7,269	6,279	18
	C ₂	10,602	10,602	-0,669	-2,002
	C ₃	10,335	10,335	-0,989	-2,821
	C ₄	10,975	10,975	3,409	9,720
	C ₅	10,975	10,975	-3,402	-9,70
	C ₆	10,255	10,255	1,453	4,796
	C ₇	5,847	7,152	-6,081	-18

Niv	Dot.	Ming	M ^{sup}	N	N _{cum.}
5	C ₁	6,901	8,441	7,436	25,430
	C ₂	12,310	12,310	-0,784	2,787
	C ₃	12,002	12,002	-1,173	-4
	C ₄	12,744	12,744	4,042	13,760
	C ₅	12,744	12,744	-4,032	-13,70
	C ₆	11,908	11,908	1,714	6,509
	C ₇	6,798	8,304	-7,201	-25,19
4	C ₁	8,637	8,637	8,236	33,68
	C ₂	13,861	13,861	-0,639	-3,43
	C ₃	13,512	13,512	-1,340	-5,335
	C ₄	14,348	14,348	3,904	17,66
	C ₅	14,348	14,348	-3,893	-17,62
	C ₆	13,408	13,408	1,710	8,219
	C ₇	8,497	8,497	-7,978	-33,17
3	C ₁	9,491	9,491	9,402	43,07
	C ₂	15,232	15,232	-0,956	-4,38
	C ₃	14,849	14,849	-1,49	-6,82
	C ₄	15,768	15,768	5,132	22,8
	C ₅	15,768	15,768	-5,120	-22,74
	C ₆	14,734	14,734	2,139	10,36
	C ₇	9,338	9,338	-9,106	-42,27
2	C ₁	12,141	8,094	9,588	52,66
	C ₂	16,238	16,238	-0,452	-4,835
	C ₃	15,829	15,829	-1,612	-8,437
	C ₄	16,809	16,809	5,552	28,35
	C ₅	16,809	16,809	-5,539	-28,28
	C ₆	15,707	15,707	1,753	12,11
	C ₇	11,945	7,963	-9,290	-51,56
1	C ₁	15,939	2,886	7,674	60,33
	C ₂	16,438	7,045	-1,053	-5,888
	C ₃	17,192	5,951	-1,181	-9,62
	C ₄	16,778	7,190	4,193	32,54
	C ₅	16,778	7,190	-4,195	-32,47
	C ₆	17,230	5,816	1,848	14
	C ₇	15,833	2,839	-7,286	-58,85

Unité : minf m^{sup} (t.m)

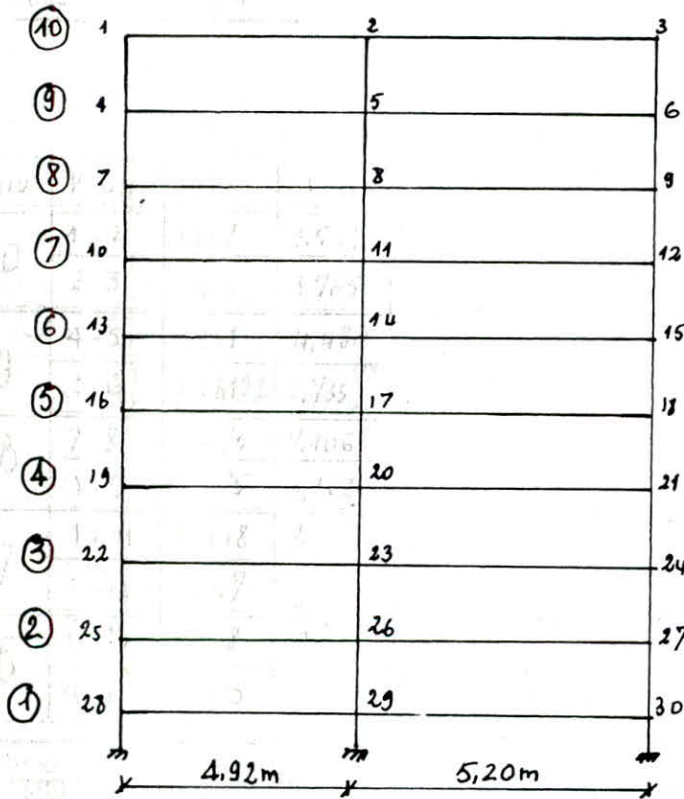
N_{cum.} (t) effets normaux dans le poteaux

CALCUL DES EFFORTS DANS LE PORTIQUE 6-6
Sous les charges sismiques.

POUTRES SOUS E (sisme)
PORTIQUE 6-6.

NIV	POUTRE	Me	Mw	Me	T
10	1-2	1,867	2,508	-0,320	-0,898
	2-3	2,446	1,765	0,341	-0,818
9	4-5	3,951	4,480	-0,265	-1,731
	5-6	4,281	3,735	0,273	-1,556
8	7-8	6,475	7,106	-0,315	-2,788
	8-9	6,775	6,122	0,326	-2,504
7	10-11	8,448	9,427	-0,489	-3,670
	11-12	9,057	7,988	0,534	-3,309
6	13-14	11,018	12,097	-0,540	-4,746
	14-15	11,525	10,417	0,554	-4,260

NIV	POUTRE	Me	Mw	Me	T
5	16-17	13,050	13,675	-0,312	-5,487
	17-18	13,112	12,339	0,386	-4,942
4	19-20	14,130	16,383	-1,126	-6,265
	20-21	15,706	13,360	1,173	-5,643
3	22-23	16,527	17,088	-0,284	-6,901
	23-24	16,239	15,627	0,309	-6,186
2	25-26	16,946	17,583	-0,318	-7,090
	26-27	16,850	16,023	0,414	-6,383
1	28-29	13,123	14,073	-0,475	-5,584
	29-30	13,092	12,408	0,342	-4,952



PORTIQUE TRANSVERSAL
6-6.

POTEAUX SOUS E (sisme)
PORTIQUE 6-6

NIV	Pot.	M _{inf}	M _{sup}	T	N	N _{cum.}
10	6A	0,335	2,508	1,012	0,898	0,898
	6B	1,356	3,633	1,776	-0,08	-0,08
	6c	0,259	2,446	0,963	-0,818	-0,818
9	6A	1,601	4,145	2,045	1,731	2,629
	6B	3,748	6,331	3,587	-0,175	-0,255
	6c	1,440	4,022	1,944	-1,556	-2,374
8	6A	2,820	5,505	2,963	2,788	5,417
	6B	5,900	8,850	5,249	-0,284	-0,539
	6c	2,647	5,335	2,841	-2,504	-4,878
7	6A	4,205	6,607	3,848	3,670	9,087
	6B	8,615	10,537	6,816	-0,361	-0,900
	6c	3,959	6,410	3,690	-3,309	-8,187
6	6A	5,261	7,892	4,681	4,746	13,833
	6B	10,841	12,820	8,292	-0,486	-7,386
	6c	5,044	7,566	4,488	-4,260	-12,447
5	6A	6,880	8,414	5,443	5,487	19,320
	6B	12,190	14,909	9,644	-0,545	-1,931
	6c	6,596	8,068	5,219	-4,942	-17,389
4	6A	7,770	9,503	6,147	6,265	25,585
	6B	15,300	15,300	10,889	-0,622	-2,553
	6c	7,448	9,110	5,893	-5,643	-23,032
3	6A	9,697	9,318	6,767	6,901	32,486
	6B	16,843	16,843	11,988	-0,715	-3,268
	6c	9,440	8,791	6,488	-6,186	-29,218
2	6A	12,333	7,886	7,196	7,090	39,576
	6B	19,695	16,126	12,748	-0,707	-3,975
	6c	11,978	7,410	6,900	-6,383	-35,601
1	6A	16,716	1,740	8,789	5,584	45,160
	6B	15,564	5,836	10,240	-0,632	-4,607
	6c	17,168	1,114	8,706	-4,952	-40,553

M_{inf} = moment à la base du poteau (t.m)
 M_{sup} = moment en tête du poteau (t.m)
 T : effort tranchant dans le poteau (t)
 N : effort normal dans le poteau (t)
 $N_{cum.}$: Cumul des efforts normaux à chaque niveau.

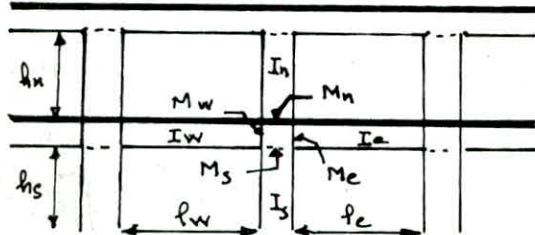
CALCUL DES EFFORTS SOUS LES CHARGES VERTICALES (METHODE DE CAQUOT)

La méthode de CAQUOT consiste à déterminer les efforts dans les poutres sous les charges verticales.

Cette méthode concerne essentiellement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent.

Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants.

I. PRINCIPE DE LA METHODE :



l_e et l_w sont les travées libres des poutres respectivement à gauche et à droite.

h_n et h_s sont les hauteurs des poteaux, respectivement supérieur et inférieur.

La longueur l'_w (travée fictive gauche) est égale à $0,8 l_w$ (travée intermédiaire)

La longueur l'_e (travée fictive droite) est égale à $0,8 l_e$ (travée intermédiaire)

$h'_n = 0,8 h_n$ (si le nœud considéré appartient à l'avant dernier étage)

$h'_n = 0,8 h_n$
 $h'_s = 0,8 h_s$ } dans les autres cas.

Soit q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée gauche.

q_e : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée droite

d'où $M'_w = q_w \cdot \frac{l'^2_w}{8,5}$ et $M'_e = q_e \cdot \frac{l'^2_e}{8,5}$ (M'_w, M'_e sont les moments fictifs).

I_w, I_e, I_s, I_n : désignent les moments d'inertie respectivement des éléments formant le nœud considéré.

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} ; K_e = \frac{I_e}{l'_e} ; K_n = \frac{I_n}{h'_n} ; K_s = \frac{I_s}{h'_s}$$

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

finalement : les moments dans les sections dangereuses (au d'affais) sont donnés par :

$$\begin{cases} M_w = M'_e \cdot \frac{K_w}{D} + M'_w \cdot \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) & M_e : \text{moment au nu d'affais de la travée gauche} \\ M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \cdot \frac{K_e}{D} & M_e : \text{moment au nu d'affais de la travée droite} \\ M_n = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w) & M_n : \text{moment au nu supérieur des poteaux dans les pot. sup.} \\ M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w) & M_s : \text{moment au nu inférieur des poteaux dans les pot. inf.} \end{cases}$$

II. ETAPES A SUIVRE :

- ① Calculer les caractéristiques géométriques de chaque poutre soit $l_w, l_e, h_n, h_s, I_w, I_e, I_n, \dots$
- ② Déterminer les charges revenant à chaque poutre.
- ③ Calculer les moments aux appuis sous G (charge permanente)
- ④ Calculer les moments aux appuis sous P (surcharge d'exploitation)
- ⑤ Calculer les efforts tranchants dans les poutres sous G et P
- ⑥ Calculer les efforts normaux dans les poteaux sous G et P
- ⑦ Calculer les moments en travée dans les poutres sous G et P

Tous les résultats seront donnés sous forme de tableaux, pour la poutre . e-e (longitudinal) et G-G (transversal)

NIV	NŒUD	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_s (m)	I_w ($10^4 m^4$)	I_e	I_n	I_s	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	h'_s (m)	K_w (10^4)	K_e (10^4)	K_n (10^4)	K_s (10^4)	D (10^4)
10	1		3,25		2,56	36,45	36,45		45,56		2,60		2,05		14,02		22,22	36,24
	2	3,25	3,25		2,56	36,45	36,45		45,56	2,60	2,60		2,05	14,02	14,02		22,22	50,26
	3	3,25	3,59		2,56	36,45	36,45		45,56	2,60	2,87		2,05	14,02	12,70		22,22	48,94
	4	3,59	2,61		2,56	36,45	36,45		45,56	2,87	2,09		2,05	12,70	17,44		22,22	52,36
	5	2,61	3,59		2,56	36,45	36,45		45,56	2,09	2,87		2,05	17,44	12,70		22,22	52,36
	6	3,59	3,33		2,56	36,45	36,45		45,56	2,87	2,66		2,05	12,70	13,70		22,22	48,62
	7	3,33			2,56	36,45			45,56	2,66			2,05	13,70			22,22	35,92
9	8		3,25	2,56	2,56		36,45	45,56	45,56		2,60	2,30	2,05		14,02	19,80	22,22	56,04
	9	3,25	3,25	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,60	2,60	2,30	2,05	14,02	14,02	19,80	22,22	70,06
	10	3,25	3,59	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,60	2,87	2,30	2,05	14,02	12,70	19,80	22,22	68,74
	11	3,59	2,61	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,87	2,09	2,30	2,05	12,70	17,44	19,80	22,22	72,16
	12	2,61	3,59	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,09	2,87	2,30	2,05	17,44	12,70	19,80	22,22	72,16
	13	3,59	3,33	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,87	2,66	2,30	2,05	12,70	13,70	19,80	22,22	68,42
	14	3,33		2,56	2,56	36,45		45,56	45,56	2,66		2,30	2,05	13,70		19,80	22,22	55,72
8,7,6 5,4 3,2	15		3,25	2,56	2,56		36,45	45,56	45,56		2,60	2,05	2,05		14,02	22,22	22,22	58,46
	16	3,25	3,25	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,60	2,60	2,05	2,05	14,02	14,02	22,22	22,22	72,48
	17	3,25	3,59	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,60	2,87	2,05	2,05	14,02	12,70	22,22	22,22	71,16
	18	3,59	2,61	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,87	2,09	2,05	2,05	12,70	17,44	22,22	22,22	74,58
	19	2,61	3,59	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,09	2,87	2,05	2,05	17,44	12,70	22,22	22,22	74,58
	20	3,59	3,33	2,56	2,56	36,45	36,45	45,56	45,56	2,87	2,66	2,05	2,05	12,70	13,70	22,22	22,22	70,84
	21	3,33		2,56	2,56	36,45		45,56	45,56	2,66		2,05	2,05	13,70		22,22	22,22	58,14
1	64		3,25	2,56	1,60		36,45	45,56	45,56		2,60	2,05	1,28		14,02	22,22	35,60	71,84
	65	3,25	3,25	2,56	1,60	36,45	36,45	45,56	45,56	2,60	2,60	2,05	1,28	14,02	14,02	22,22	35,60	85,86
	66	3,25	3,59	2,56	1,60	36,45	36,45	45,56	45,56	2,60	2,87	2,05	1,28	14,02	12,70	22,22	35,60	84,54
	67	3,59	2,61	2,56	1,60	36,45	36,45	45,56	45,56	2,87	2,09	2,05	1,28	12,70	17,44	22,22	35,60	89,96
	68	2,61	3,59	2,56	1,60	36,45	36,45	45,56	45,56	2,09	2,87	2,05	1,28	17,44	12,70	22,22	35,60	89,96
	69	3,59	3,33	2,56	1,60	36,45	36,45	45,56	45,56	2,87	2,66	2,05	1,28	12,70	13,70	22,22	35,60	84,22
	70	3,33		2,56	1,60	36,45		45,56	45,56	2,66		2,05	1,28	13,70		22,22	35,60	71,52

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES (PORTIQUES LONGITUDINAUX)

-40-

II. DETERMINATION DES CHARGES VERTICALES et Surcharges REVENANT AU PORTIQUE LONGITUDINAL C-C

Les poutres constituant le portique C-C ne sont pas portées (chainage)
Les éléments revenant aux poutres sont:

- L'Acrotère (niveau terrasse).
- Poids propre de poutres.
- Plancher.
- Murs de façade (Poutres de rive).

Poids propre de poutres : $0,35 \times 0,50 \times 2500 = 437 \text{ kg/ml}$.
 Poids propre de l'acrotère : $0,50 \times 0,10 \times 2500 = 125 \text{ kg/ml}$. (Niveau terrasse)
 Poids des Façades : $250 \times 2,86 = 715 \text{ kg/ml}$.
 Poids du plancher : $552 \times 0,65/2 = 179 \text{ kg/m}^2$ (Niveau terrasse).
 $492 \times 0,65/2 = 159 \text{ kg/m}^2$. (Niveau courant)

Tous les résultats sont donnés sous forme de tableau.

NIVEAU	CHARGES PERMANENTES G			SURCHARGE D'EXPLOITATION P	
	Elements	mass lineaire de chaque element (t/ml)	Travées	q_v (t/ml)	q (t/ml)
10	POUTRE PLANCHER ACROTÈRE	0,437 0,179 0,125	toutes	0,741	0,0325
9	POUTRE PLANCHER FAÇADE	0,437 0,159 0,715	toutes	1,311	0,0568
8,7, 6,5, 4,3, 2	POUTRE PLANCHER FAÇADE	0,437 0,159 0,715	toutes	1,311	0,0568
1	POUTRE PLANCHER FAÇADE	0,437 0,173 0,715	toutes	1,325	0,0568

III. CALCUL DES MOMENTS AUX APPUIS (SOUS G) Portique C-C.

Dans cette partie, on calculera les moments à gauche, à droite, du nord et au sud de chaque nœud constituant le portique.

Les formules utilisées sont déjà exposé dans la méthode.

Les moments M_e , M_w sont négatifs, (Pour les poutres). Pour les (Poteaux), la face tendue du tranché supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M_e et M_w .
 La face tendue du tranché inférieur est du côté opposé (CCBA 68).

On exposera tous les résultats sous forme de tableau.

NIV	nœud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
10	1	0,741		0,589		0,361			0,361
	2	0,741	0,741	0,589	0,589	0,589	0,589		0
	3	0,741	0,741	0,718	0,589	0,684	0,625		0,058
	4	0,741	0,741	0,380	0,718	0,492	0,636		-0,143
	5	0,741	0,741	0,718	0,380	0,636	0,492		0,143
	6	0,741	0,741	0,616	0,718	0,644	0,691		-0,046
	7		0,741		0,616		0,381		-0,381
9	8	1,311		1,042		0,781		0,368	0,413
	9	1,311	1,311	1,042	1,042	1,042	1,042	0	0
	10	1,311	1,311	1,270	1,042	1,227	1,088	0,065	0,073
	11	1,311	1,311	0,673	1,270	0,817	1,165	-0,164	-0,183
	12	1,311	1,311	1,270	0,673	1,165	0,817	0,164	0,183
	13	1,311	1,311	1,091	1,270	0,438	1,126	-0,0518	-0,058
	14		1,311		1,091		0,822	-0,387	-0,435
8,7 6, 5,4 3 2	15	1,311		1,042		0,792		0,396	0,396
	16	1,311	1,311	1,042	1,042	1,042	1,042	0	0
	17	1,311	1,311	1,270	1,042	1,229	1,087	0,071	0,071
	18	1,311	1,311	0,673	1,270	0,812	1,168	-0,177	-0,177
	19	1,311	1,311	1,270	0,673	1,168	0,812	0,177	0,177
	20	1,311	1,311	1,091	1,270	1,125	1,238	-0,056	-0,056
	21		1,311		1,091		0,834	-0,417	-0,417
1	64	1,325		1,053		0,847		0,325	0,522
	65	1,325	1,325	1,053	1,053	1,053	1,053	0	0
	66	1,325	1,325	1,284	1,053	1,249	1,091	0,060	0,097
	67	1,325	1,325	0,681	1,284	0,800	1,197	-0,152	-0,244
	68	1,325	1,325	1,284	0,681	1,197	0,800	0,152	0,244
	69	1,325	1,325	1,103	1,284	1,132	1,256	-0,047	-0,076
	70		1,325		1,103		0,981	-0,342	-0,549

MOMENTS AUX APPUIS SOUS G (PORTIQUE C-C).

unités : - $M_e, M_w, M'_e, M'_w, M_n, M_s$ (t.m)
- q_e, q_w (t/ml)

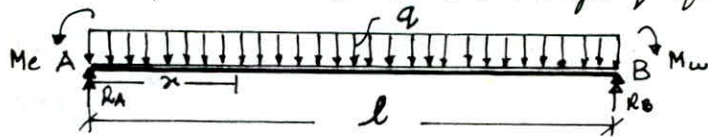
IV - CALCUL DES MOMENTS AUX APPUIS SOUS P
PORTIQUE C-C.

NIV	nœud	q _e	q _w	M' _e	M' _w	M _e	M _w	M _n	M _s
10	1	0,0325		0,0258		0,0158			0,0158
	2	0,0325	0,0325	0,0258	0,0258	0,0258	0,0258		0
	3	0,0325	0,0325	0,0315	0,0268	0,0300	0,0274		0,00258
	4	0,0325	0,0325	0,0167	0,0315	0,0216	0,0279		-0,00628
	5	0,0325	0,0325	0,0315	0,0167	0,0279	0,0216		0,00628
	6	0,0325	0,0325	0,027	0,0315	0,0282	0,0303		-0,00250
	7		0,0325		0,027		0,0167		-0,0167
9	8	0,0568		0,0451		0,0338		0,0159	0,0178
	9	0,0568	0,0568	0,0451	0,0451	0,0451	0,0451	0	0
	10	0,0568	0,0568	0,0550	0,0451	0,0531	0,0471	0,00285	0,00320
	11	0,0568	0,0568	0,0291	0,0550	0,0353	0,0504	-0,00710	-0,00797
	12	0,0568	0,0568	0,0550	0,0291	0,0504	0,0353	0,00439	0,00492
	13	0,0568	0,0568	0,0472	0,0550	0,0487	0,0535	-0,00225	-0,00253
	14		0,0568		0,0472		0,0356	-0,0167	-0,0188
8,7 6,5 4,3 2	15	0,0568		0,0451		0,0342		0,0171	0,0171
	16	0,0568	0,0568	0,0451	0,0451	0,0451	0,0451	0	0
	17	0,0568	0,0568	0,0550	0,0451	0,0532	0,04705	0,00309	0,00309
	18	0,0568	0,0568	0,0291	0,0550	0,0351	0,0505	-0,00771	-0,00771
	19	0,0568	0,0568	0,0550	0,0291	0,0505	0,0351	0,00771	0,00771
	20	0,0568	0,0568	0,0472	0,0550	0,0487	0,0536	-0,00244	-0,00244
	21		0,0568		0,0472		0,0360	-0,0180	-0,0180
1	64	0,0568		0,0451		0,0363		0,0139	0,0223
	65	0,0568	0,0568	0,0451	0,0451	0,0451	0,0451	0	0
	66	0,0568	0,0568	0,0550	0,0451	0,0535	0,0467	0,002602	0,00416
	67	0,0568	0,0568	0,0291	0,0550	0,0342	0,0512	-0,00654	-0,0104
	68	0,0568	0,0568	0,0550	0,0291	0,0512	0,0342	0,00654	0,0104
	69	0,0568	0,0568	0,0472	0,0550	0,0484	0,0538	-0,00205	-0,00329
	70		0,0568		0,0472		0,0381	-0,0146	-0,0235

MOMENTS AUX APPUIS SOUS P (Portique G-C)

V. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS SOUS G (Portique c-c) "dans les poutres"

Méthode de calcul : Conformément aux règles (CCBA 68), les efforts tranchants dans les poutres sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge q qui lui est appliquée.



$$\sum M^+ / B = 0 \Rightarrow Mw + RA \cdot l - Me - q \frac{l^2}{2} = 0 \Rightarrow RA = \frac{Me - Mw}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

l'équation de l'effort tranchant s'écrit donc : $T(x) = RA - qx$

$$T(x) = \frac{Me - Mw}{l} + \frac{q \cdot l}{2} - qx$$

Pour $x=0 \Rightarrow T_e = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$

Pour $x=l \Rightarrow T_w = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$

Tous les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

NIV	Poutre	Me (t.m)	Mw (t.m)	$q \cdot l / 2$ (t)	T_e (t)	T_w (t)
10	1-2	0.361	0.589	1.371	1.309	-1.432
	2-3	0.589	0.625	1.371	1.361	-1.380
	3-4	0.684	0.636	1.497	1.508	-1.485
	4-5	0.492	0.492	1.134	1.334	-1.134
	5-6	0.636	0.691	1.497	1.483	-1.510
	6-7	0.644	0.381	1.400	1.470	-1.331
9	8-9	0.781	1.042	2.425	2.354	-2.495
	9-10	1.042	1.088	2.425	2.4125	-2.437
	10-11	1.229	1.165	2.648	2.663	-2.633
	11-12	0.817	0.817	2.006	2.006	-2.006
	12-13	1.165	0.438	2.648	2.928	-2.468
	13-14	1.126	0.822	2.477	2.557	-2.397
8,7 6.5 4.3 2	15-16	0.792	1.042	2.425	2.357	-2.492
	16-17	1.042	1.087	2.425	2.413	-2.437
	17-18	1.229	1.168	2.648	2.663	-2.633
	18-19	0.812	0.812	2.006	2.006	-2.006
	19-20	1.168	1.238	2.648	2.631	-2.665
	20-21	1.125	0.834	2.477	2.554	-2.400
1	64-65	0.847	1.053	2.451	2.395	-2.506
	65-66	1.053	1.091	2.451	2.440	-2.461
	66-67	1.249	1.197	2.676	2.688	-2.663
	67-68	0.800	0.800	2.027	2.027	-2.027
	68-69	1.197	1.256	2.676	2.661	-2.690
	69-70	1.132	0.981	2.504	2.544	-2.464

VI. EFFORTS TRANCHANTS SOUS P (Portique C-C) "dans les poutres"

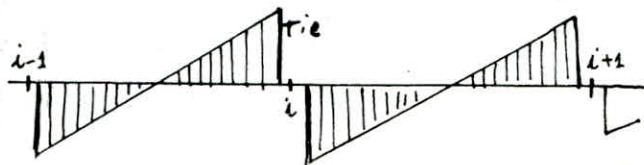
NIV	Poutre	Me	Mw	q _{l/2}	Te	Tw
10	1-2	0,0158	0,0258	0,0601	0,0574	-0,0628
	2-3	0,0258	0,0274	0,0601	0,0596	-0,0605
	3-4	0,0300	0,0279	0,0656	0,06611	-0,0650
	4-5	0,0216	0,0216	0,0497	0,0497	-0,0497
	5-6	0,0279	0,0303	0,0656	0,0650	-0,0662
	6-7	0,0282	0,0167	0,0614	0,0644	-0,0583
9	8-9	0,0338	0,0451	0,1050	0,1019	-0,1080
	9-10	0,0451	0,0471	0,1050	0,1044	-0,1055
	10-11	0,0531	0,0504	0,1147	0,1153	-0,1140
	11-12	0,0353	0,0353	0,0869	0,0869	-0,0869
	12-13	0,0422	0,0535	0,1147	0,1119	-0,1174
	13-14	0,0487	0,0356	0,1073	0,1107	-0,1038
8,7 6,5 4,3 2	15-16	0,0342	0,0451	0,1050	0,1020	-0,1079
	16-17	0,0451	0,04705	0,1050	0,1040	-0,1055
	17-18	0,0532	0,0505	0,1147	0,1153	-0,1140
	18-19	0,0351	0,0351	0,0869	0,0869	-0,0869
	19-20	0,0505	0,0536	0,1147	0,1139	-0,1154
	20-21	0,0487	0,0360	0,1073	0,1106	-0,1039
1	64-65	0,0363	0,0451	0,1050	0,1026	-0,1073
	65-66	0,0451	0,0467	0,1050	0,1045	-0,1054
	66-67	0,0535	0,0512	0,1147	0,1152	-0,1141
	67-68	0,0342	0,0342	0,0869	0,0869	-0,0869
	68-69	0,0512	0,0538	0,1147	0,1140	-0,1153
	69-70	0,0484	0,0381	0,1073	0,1100	-0,1045

VII - EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX. (Portique C-C) "Sous G"

Pour les charges uniformément répartie (verticales) provoquant des efforts tranchants aux appuis, on obtient des réactions qui créent des efforts de compression dans les poteaux.

Si on prend un noeud quelconque, sur ce noeud s'exerce un effort tranchant à sa droite et un effort tranchant à sa gauche. soit T_d et T_g ou tout simplement T_e et T_w .

Donc par définition $N_i = |T_{ie}| + |T_{iw}|$



NIV	Pos.	Te (t)	Tw (t)	NCF	Ncum (t)
10	C1	1,3091		1,3091	1,3091
	C2	1,3610	-1,4324	2,7934	2,7934
	C3	1,5086	-1,3805	2,8891	2,8891
	C4	1,4337	-1,4849	2,6186	2,6186
	C5	1,4831	-1,4337	2,6168	2,6168
	C6	1,4700	-1,5104	2,9804	2,9804
	C7		-1,3309	1,3309	1,3309
9	C1	2,3540		2,354	3,6631
	C2	2,425	-2,495	4,908	7,7014
	C3	2,6633	-2,4374	5,1007	7,9898
	C4	2,0060	-2,6326	4,6386	7,2572
	C5	2,8279	-2,0060	4,8339	7,4507
	C6	2,5574	-2,4680	5,0254	8,0058
	C7		-2,3965	2,3965	3,7274
8	C1	2,3540		2,354	6,0171
	C2	2,428	-2,4920	4,908	12,6094
	C3	2,6631	-2,4370	5,1007	13,0905
	C4	2,0060	-2,6330	4,6386	11,8958
	C5	2,6306	-2,0060	4,8339	12,2846
	C6	2,5339	-2,6650	5,0254	13,0312
	C7		-2,3965	2,3965	6,1239
7	C1	2,3540		2,354	8,3711
	C2	2,428	-2,4920	4,908	17,574
	C3	2,6631	-2,4370	5,1007	18,1912
	C4	2,0060	-2,6330	4,6386	16,5344
	C5	2,6306	-2,0060	4,8339	17,1185
	C6	2,5339	-2,6650	5,0254	18,0566
	C7		-2,3965	2,3965	8,5204
6	C1	2,3540		2,354	10,7251
	C2	2,428	-2,492	4,908	12,4254
	C3	2,6631	-2,437	5,1007	13,2919
	C4	2,0060	-2,633	4,6386	12,1173
	C5	2,6306	-2,006	4,8339	12,19524
	C6	2,5339	-2,665	5,0254	13,082
	C7		-2,3965	2,3965	10,9169

NIV	Pos.	Te	Tw	N	Ncum.
5	C1	2,3540		2,354	13,0791
	C2	2,428	-2,492	4,908	17,3334
	C3	2,6631	-2,437	5,1007	18,3926
	C4	2,0060	-2,633	4,6386	15,8116
	C5	2,6306	-2,006	4,8339	16,7865
	C6	2,5339	-2,665	5,0254	18,1074
	C7		-2,400	2,3965	13,3134
4	C1	2,3540		2,354	15,433
	C2	2,425	-2,495	4,908	17,242
	C3	2,6633	-2,4374	5,1007	17,4933
	C4	2,0060	-2,6326	4,6386	16,452
	C5	2,8279	-2,006	4,8339	17,6202
	C6	2,5574	-2,468	5,0254	18,1328
	C7		-2,3965	2,3965	15,7099
3	C1	2,3540		2,354	17,787
	C2	2,425	-2,495	4,908	17,150
	C3	2,6633	-2,4374	5,1007	18,594
	C4	2,0060	-2,6326	4,6386	16,0888
	C5	2,8279	-2,006	4,8339	16,4541
	C6	2,5574	-2,468	5,0254	17,1582
	C7		-2,3965	2,3965	18,1064
2	C1	2,3540		2,354	20,141
	C2	2,425	-2,495	4,908	17,058
	C3	2,6633	-2,4374	5,1007	17,6947
	C4	2,0060	-2,6326	4,6386	16,7274
	C5	2,8279	-2,006	4,8339	17,1288
	C6	2,5574	-2,468	5,0254	17,1836
	C7		-2,3965	2,3965	20,5029
1	C1	2,3950		2,395	22,536
	C2	2,4400	-2,506	4,946	17,004
	C3	2,6880	-2,461	5,149	17,8437
	C4	2,0270	-2,663	4,690	16,4174
	C5	2,6640	-2,027	4,688	15,976
	C6	2,5440	-2,690	5,234	16,4176
	C7		-2,464	2,464	18,9669

EFFORTS NORMAUX DANS LES Poteaux
 Sous B (Portique C-C)

VIII. EFFORTS NORMAUX DANS LES BOTEUX (Portique C.C) "sous P"

NIV	Pos	Te (A)	Tw (A)	N (A)	Ncum (A)
10	C1	0,0574		0,0574	0,0574
	C2	0,0596	-0,0628	0,1224	0,1224
	C3	0,0661	-0,0605	0,1311	0,1311
	C4	0,0497	-0,0650	0,1147	0,1147
	C5	0,0650	-0,0497	0,1147	0,1147
	C6	0,0644	-0,0662	0,1306	0,1306
	C7	—	-0,0583	0,0583	0,0583
9	C1	0,1019	—	0,1019	0,1593
	C2	0,1044	-0,1080	0,2124	0,3348
	C3	0,1153	-0,1050	0,2208	0,3519
	C4	0,0869	-0,1140	0,2009	0,3119
	C5	0,1119	-0,0869	0,1988	0,3135
	C6	0,1107	-0,1174	0,2281	0,3589
	C7	—	-0,1038	0,1038	0,1621
8	C1	0,1020	—	0,1020	0,2613
	C2	0,1040	-0,1079	0,2123	0,5471
	C3	0,1153	-0,1055	0,2208	0,5727
	C4	0,0869	-0,1140	0,2009	0,5165
	C5	0,1139	-0,0869	0,2008	0,5143
	C6	0,1106	-0,1154	0,2260	0,5847
	C7	—	-0,1039	0,1039	0,2660
7	C1	0,1020	—	0,1020	0,3633
	C2	0,1044	-0,1079	0,2123	0,7394
	C3	0,1153	-0,1055	0,2208	0,7935
	C4	0,0869	-0,1140	0,2009	0,7174
	C5	0,1139	-0,0869	0,2008	0,715
	C6	0,1106	-0,1154	0,226	0,8107
	C7	—	-0,1039	0,1039	0,3299
6	C1	0,1020	—	0,1020	0,4653
	C2	0,1044	-0,1079	0,2123	0,9717
	C3	0,1153	-0,1055	0,2208	1,1043
	C4	0,0869	-0,1140	0,2009	0,9183
	C5	0,1139	-0,0869	0,2008	0,9158
	C6	0,1106	-0,1154	0,226	1,0367
	C7	—	-0,1039	0,1039	0,4338

NIV	Pos	Te	Tw	N	Ncum
5	C1	0,1020		0,1020	0,5673
	C2	0,1044	-0,1079	0,2123	1,1840
	C3	0,1153	-0,1055	0,2208	1,2351
	C4	0,0869	-0,1140	0,2009	1,1192
	C5	0,1139	-0,0869	0,2008	1,1166
	C6	0,1106	-0,1154	0,2260	1,2627
	C7	—	-0,1039	0,1039	0,5377
4	C1	0,1020	—	0,1020	0,6643
	C2	0,1044	-0,1079	0,2123	1,3963
	C3	0,1153	-0,1055	0,2208	1,4559
	C4	0,0869	-0,1140	0,2009	1,3201
	C5	0,1139	-0,0869	0,2008	1,5174
	C6	0,1106	-0,1154	0,2260	1,4887
	C7	—	-0,1039	0,1039	0,6416
3	C1	0,1020	—	0,1020	0,7713
	C2	0,1044	-0,1079	0,2123	1,6086
	C3	0,1153	-0,1055	0,2208	1,6767
	C4	0,0869	-0,1140	0,2009	1,5210
	C5	0,1139	-0,0869	0,2008	1,5182
	C6	0,1106	-0,1154	0,2260	1,7147
	C7	—	-0,1039	0,1039	0,7455
2	C1	0,1020	—	0,1020	0,8732
	C2	0,1044	-0,1079	0,2123	0,8209
	C3	0,1153	-0,1055	0,2208	1,8975
	C4	0,0869	-0,1140	0,2009	1,7219
	C5	0,1139	-0,0869	0,2008	1,7190
	C6	0,1106	-0,1154	0,2260	1,9407
	C7	—	-0,1039	0,1039	0,8494
1	C1	0,1020	—	0,1020	0,9759
	C2	0,1044	-0,1079	0,2118	2,0327
	C3	0,1152	-0,1054	0,2206	2,1181
	C4	0,0869	-0,1141	0,201	1,9229
	C5	0,1140	-0,0869	0,2009	1,9199
	C6	0,1100	-0,1153	0,2253	2,1660
	C7	—	-0,1045	0,1045	0,9539

IX. MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES. (Art. 12. CCBA 68).

Pour déterminer les moments en travée dans les poutres, on trace la courbe des moments de la travée indépendante de portée l avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et surcharge.

- Pour les moments positifs : celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.
- Pour les moments négatifs : celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

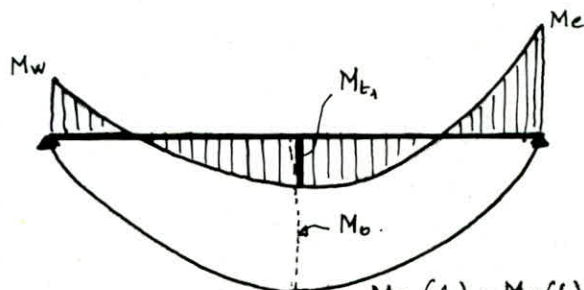
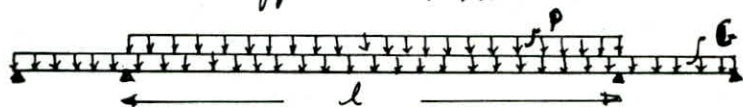
Ceci s'effectuera dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Soit M_{t1} : le moment en travée positif.

M_{t2} : le moment en travée négatif.

Premier cas : Moment positif :

Dans ce cas on considère les différents cas de charges de la travée considérée ($G+1,2P$); ($G+P$); ($0,8G$). On décharge la poutre à gauche et à droite de la travée considérée et on aura à calculer les différents cas suivant :

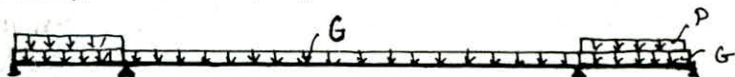


$M_{t1} = M_0 - M_a$

$$\begin{cases} M_{t1} = M_0(G+1,2P) - M_{a1} \\ M_{t1} = M_0(G+P) - M_{a2} \\ M_{t1} = M_0(0,8G) - M_{a3} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} M_{a1} = \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2} \\ M_{a2} = \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2} \\ M_{a3} = \frac{M_e(0,8G) + M_w(0,8G)}{2} \end{cases}$$

Deuxième cas : Moment négatif :

Dans ce cas, contrairement au cas précédent, on fixe le moment isostatique et on établira les différents superpositions.



$M_{t2} = M_0 - \frac{M_e(G+1,2P) + M_w(G+1,2P)}{2}$

$M_{t2} = M_0 - \frac{M_e(G+P) + M_w(G+P)}{2}$

avec $M_0 = M_0(G)$

On donnera tous les calculs détaillés sous forme de tableaux, soit pour la portique longitudinal (C-C) et pour la portique transversal. (6-6).

NIV	travée	L (m)	$\frac{M_e + M_w}{2}$ sout ⁶	M ₀ (t.m)		M _{E1} (t.m)			M _{E2} (t.m)		
				G	P	G+1,2P	G+P	O,8G	G+1,2P	G+P	
10	1-2	3,70	0,475	1,268	0,056	0,8597	0,8486	0,6344	0,7680	0,7722	
	2-3	3,70	0,607	1,268	0,056	0,7277	0,7166	0,5288	0,6290	0,6344	
	3-4	4,04	0,660	1,512	0,0663	0,9312	0,9180	0,6813	0,8169	0,8229	
	4-5	3,06	0,492	0,867	0,0380	0,4209	0,4133	0,30024	0,3493	0,3537	
	5-6	4,04	0,664	1,512	0,0663	0,9277	0,9145	0,6785	0,8133	0,8191	
	6-7	3,78	0,513	1,323	0,0580	0,8801	0,8685	0,6484	0,7835	0,7881	
	8-9	3,70	0,912	2,243	0,0972	1,4485	1,4291	1,0655	1,2845	1,2924	
	9-10	3,70	1,065	2,243	0,0972	1,2950	1,2756	0,9427	1,1231	1,1323	
	10-11	4,04	1,196	2,675	0,1158	1,6176	1,5945	1,1829	1,4166	1,4269	
	11-12	3,06	0,817	1,534	0,0664	0,7970	0,7838	0,5739	0,6750	0,6821	
9	12-13	4,04	0,802	2,675	0,1158	2,0121	1,9890	1,4985	1,8158	1,8253	
	13-14	3,78	0,974	2,342	0,1044	1,4892	1,4689	1,0940	1,3169	1,3253	
	15-16	3,70	0,917	2,243	0,0972	1,4430	1,4236	1,0611	1,2788	1,2867	
	16-17	3,70	1,065	2,243	0,0972	1,2950	1,2756	0,9427	1,1236	1,1328	
	17-18	4,04	1,198	2,675	0,1158	1,6156	1,5925	1,1813	1,4140	1,4243	
	18-19	3,06	0,812	1,534	0,0664	0,8021	0,7888	0,5779	0,6803	0,6873	
	19-20	4,04	1,203	2,675	0,1158	1,6106	1,5875	1,1773	1,4098	1,4197	
	20-21	3,78	0,979	2,342	0,1014	1,4842	1,4639	1,0900	1,3112	1,3196	
	8,7. 6,5 4,3	64-65	3,70	0,950	2,267	0,10972	1,4340	1,4146	1,0539	1,2685	1,2767
		65-66	3,70	1,072	2,267	0,0972	1,3120	1,2926	0,9563	1,1403	1,1495
66-67		4,04	1,223	2,703	0,1158	1,6191	1,5960	1,1841	1,4174	1,4278	
67-68		3,06	0,800	1,551	0,0664	0,8304	0,8170	0,6006	0,7097	0,7166	
68-69		4,04	1,226	2,703	0,1158	1,6156	1,5925	1,1813	1,4137	1,4242	
69-70		3,78	1,057	2,367	0,1014	1,4317	1,4114	1,048	1,2581	1,2667	
1											

MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES
PORTIQUE C-C.

Y	NŒUD	$l_w(m)$	$l_e(m)$	$h_n(m)$	$h_s(m)$	$I_w \times 10^4 m^4$	I_e	I_n	I_s	$l'_w(m)$	$l'_e(m)$	$h'_n(m)$	$h'_s(m)$	$K_w \times 10^4$	$K_e \times 10^4$	$K_n \times 10^4$	$K_s \times 10^4$	$D \times 10^{-4}$
0	1		4,32		2,56		36,45		81,00		3,46		2,05		10,53		39,51	50,04
	2	4,32	4,60		2,56	36,45	36,45		81,00	3,46	3,68		2,05	10,53	9,90		39,51	59,94
	3	4,60			2,56	36,45			81,00	3,68			2,05	9,90			39,51	49,41
)	4		4,32	2,56	2,56		36,45	81,00	81,00		3,46	2,30	2,05		10,53	35,22	39,51	85,26
	5	4,32	4,60	2,56	2,56	36,45	36,45	81,00	81,00	3,46	3,68	2,30	2,05	10,53	9,90	35,22	39,51	95,16
	6	4,60		2,56	2,56	36,45		81,00	81,00	3,68		2,30	2,05	9,90		35,22	39,51	84,63
7. 5. 3	7		4,32	2,56	2,56		36,45	81,00	81,00		3,46	2,05	2,05		10,53	39,51	39,51	89,55
	8	4,32	4,60	2,56	2,56	36,45	36,45	81,00	81,00	3,46	3,68	2,05	2,05	10,53	9,90	39,51	39,51	99,45
	9	4,60		2,56	2,56	36,45		81,00	81,00	3,68		2,05	2,05	9,90		39,51	39,51	88,92
1	28		4,32	2,56	1,60		36,45	81,00	81,00		3,46	2,05	1,28		10,53	39,51	63,28	113,32
	29	4,32	4,60	2,56	1,60	36,45	36,45	81,00	81,00	3,46	3,68	2,05	1,28	10,53	9,90	39,51	63,28	123,22
	30	4,60		2,56	1,60	36,45		81,00	81,00	3,68		2,05	1,28	9,90		39,51	63,28	112,68

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES PORTIQUES TRANSVERSAUX.

DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES
REVENANT AU PORTIQUE TRANSVERSAL G-6

NIV	CHARGES PERMANENTES G				SURCHARGE D'EXPLOITATION P
	ELEMENTS	masse linéaire (t/m)	Travées	q (t/m ²)	q (t/m ²)
10	POUTRES	0,437	toutes	2,591	0,391
	PLANCHER	2,154			
9	POUTRES	0,437	toutes	2,360	0,684
	PLANCHER	1,923			
8,7,6 5,4,3 2	POUTRES	0,437	toutes	2,360	0,684
	PLANCHER	1,923			
1	POUTRES	0,437	toutes	2,517	0,684
	PLANCHER	2,080			

CALCUL DES MOMENTS AUX APPUIS SOUS "G"
PORTIQUE -G-G-

NIV	NŒUD	q _e (t/m)	q _w (t/m)	M' _e	M' _w	M _e	M _w	M _n	M _s
10	1	2,591		3,650		2,882			2,882
	2	2,591	2,591	4,128	3,650	4,048	3,733		0,315
	3		2,591		4,128		3,300		-3,300
9	4	2,360		3,323		2,912		1,372	1,540
	5	2,360	2,360	3,760	3,323	3,714	3,371	0,161	0,181
	6		2,360		3,760		3,320	-1,564	-1,755
8,7, 6,5 4,3 2	7	2,360		3,323		2,932		1,466	1,466
	8	2,360	2,360	3,760	3,323	3,716	3,369	0,173	0,173
	9		2,360		3,760		3,341	-1,670	-1,670
1	28	2,517		3,545		3,215		1,236	1,979
	29	2,517	2,517	4,010	3,545	3,972	3,584	0,149	0,239
	30		2,517		4,010		3,657	-1,406	-2,252

CALCUL DES MOMENTS AUX APPUIS SOUS "P"
Portique G-G-

NIV	NŒUD	q _e (t/m)	q _w (t/m)	M' _e	M' _w	M _e	π _w	π _n	M _s
10	1	0,391		0,550		0,434			0,434
	2	0,391	0,391	0,623	0,550	0,611	0,562		0,048
	3		0,391		0,623		0,498		-0,498

Suite →

9	4	0,684		0,963		0,844		0,398	0,446
	5	0,684	0,684	1,089	0,963	1,076	0,976	0,046	0,052
	6		0,684		1,089		0,961	-0,453	-0,508
8.7	7	0,684		0,963		0,850		0,424	0,424
6.5	8	0,684	0,684	1,089	0,963	1,076	0,976	0,050	0,050
4.3	9		0,684		1,089		0,967	-0,483	-0,483
2									
1	28	0,684		0,963		0,873		0,335	0,537
	29	0,684	0,684	1,089	0,963	1,078	0,973	0,040	0,064
	30		0,684		1,089		0,993	-0,382	-0,611

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LES POUTRES "Sous G"

(Poétique 6-6)

NIV	POUTRE	Me (t.m)	Mw (t.m)	$q_{l/2}$ (t)	Tc (t)	Tw (t)
10	1-2	2,882	3,733	6,373	6,200	-6,545
	2-3	4,048	3,300	6,736	6,880	-6,592
9	4-5	2,912	3,371	5,805	5,722	-5,898
	5-6	3,714	3,320	6,136	6,216	-6,060
8	7-8	2,932	3,369	5,805	5,716	-5,893
	8-9	3,716	3,341	6,136	6,208	-6,063
7	10-11	2,932	3,369	5,805	5,716	-5,893
	11-12	3,716	3,341	6,136	6,208	-6,063
6	13-14	2,932	3,369	5,805	5,716	-5,893
	14-15	3,716	3,341	6,136	6,208	-6,063
5	16-17	2,932	3,369	5,805	5,716	-5,893
	17-18	3,716	3,341	6,136	6,208	-6,063
4	19-20	2,932	3,369	5,805	5,716	-5,893
	20-21	3,716	3,341	6,136	6,208	-6,063
3	22-23	2,932	3,369	5,805	5,716	-5,893
	23-24	3,716	3,341	6,136	6,208	-6,063
2	25-26	2,932	3,369	5,805	5,716	-5,893
	26-27	3,716	3,341	6,136	6,208	-6,063
1	28-29	3,215	3,584	6,192	6,117	-6,267
	29-30	3,972	3,657	6,544	6,604	-6,483

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS P.

(Portique G-6)

NIV	Poutre	Me	Mw	qe/2	Te	Tw
10	1-2	0,434	0,562	0,962	0,936	-0,988
	2-3	0,611	0,498	1,016	1,037	-0,994
9	4-5	0,844	0,976	1,682	1,655	-1,708
	5-6	1,076	0,961	1,778	1,800	-1,755
8,7,6 5,4,3 2	7-8	0,850	0,976	1,682	1,656	-1,707
	8-9	1,076	0,967	1,778	1,798	-1,757
1	28-29	0,873	0,973	1,682	1,661	-1,702
	29-30	1,078	0,993	1,778	1,794	-1,761

CALCUL DES EFFORTS NORMAUX DANS LES Poteaux "Sous G"

Portique G-6.

NIV	Pot	Tw (t)	Te (t)	N (t)	Ncum (t)
10	GA		6,200	6,200	6,200
	GB	-6,545	6,880	13,425	13,425
	GC	-6,592		6,592	6,592
9	GA		5,722	5,722	11,922
	GB	-5,898	6,216	12,620	26,045
	GC	-6,060		6,060	12,656
8	GA		5,716	5,716	17,638
	GB	-5,893	6,208	12,101	38,146
	GC	-6,063		6,063	18,715
7	GA		5,716	5,716	23,354
	GB	-5,893	6,208	12,101	50,247
	GC	-6,063		6,063	24,778
6	GA		5,716	5,716	29,070
	GB	-5,893	6,208	12,101	62,348
	GC	-6,063		6,063	30,841
5	GA		5,716	5,716	34,786
	GB	-5,893	6,208	12,101	74,449
	GC	-6,063		6,063	36,904
4	GA		5,716	5,716	40,502
	GB	-5,893	6,208	12,101	86,550
	GC	-6,063		6,063	42,967
3	GA		5,716	5,716	46,218
	GB	-5,893	6,208	12,101	98,651
	GC	-6,063		6,063	49,030
2	GA		5,716	5,716	51,934
	GB	-5,893	6,208	12,101	110,752
	GC	-6,063		6,063	55,093
1	GA		6,117	6,117	58,051
	GB	-6,267	6,604	12,871	123,623
	GC	-6,483		6,483	61,576

CALCUL DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX SOUS "P"

Partique 6-6.

Niv	Pot.	Tw	Te	N	N cum
10	6A		0,936	0,936	0,936
	6B	-0,998	1,037	2,035	2,035
	6c	-0,994		0,994	0,994
9	6A		1,655	1,655	2,591
	6B	-1,708	1,800	3,508	5,543
	6c	-1,755		1,755	2,749
8	6A		1,656	1,656	4,247
	6B	-1,707	1,798	3,505	9,048
	6c	-1,757		1,757	4,506
7	6A		1,656	1,656	5,903
	6B	-1,707	1,798	3,505	12,553
	6c	-1,757		1,757	6,263
6	6A		1,656	1,656	7,559
	6B	-1,707	1,798	3,505	16,058
	6c	-1,757		1,757	9,768

Niv	Pot.	Tw	Te	N	N cum
5	6A		1,656	1,656	9,215
	6B	-1,707	1,798	3,505	19,563
	6c	-1,757		1,757	11,525
4	6A		1,656	1,656	10,871
	6B	-1,707	1,798	3,505	23,068
	6c	-1,757		1,757	13,282
3	6A		1,656	1,656	12,527
	6B	-1,707	1,798	3,505	26,573
	6c	-1,757		1,757	15,039
2	6A		1,656	1,656	14,183
	6B	-1,707	1,798	3,505	30,078
	6c	-1,757		1,757	16,796
1	6A		1,661	1,661	15,844
	6B	-1,702	1,794	3,496	33,574
	6c	-1,761		1,761	18,557

CALCUL DES MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES

Partique 6-6.

Niv	Travée	l(m)	$\frac{M_e + M_w}{2}$ sous G	Mo (t.m)		Me1 (t.m)			Me2 (t.m)	
				G	P	G+1,2P	G+P	0,8G	G+1,2P	G+P
10	1-2	4,92	3,307	7,838	1,182	5,949	5,713	3,624	3,932	4,033
	2-3	5,20	3,674	8,757	1,321	6,668	6,404	4,066	4,417	4,528
9	4-5	4,92	3,141	7,139	2,069	6,480	6,067	3,198	2,905	3,088
	5-6	5,20	3,517	7,977	2,312	7,234	6,772	3,568	2,238	3,442
8,7 6,5 4,3 2	7-8	4,92	3,150	7,139	2,069	6,472	6,058	3,191	2,893	3,076
	8-9	5,20	3,528	7,977	2,312	7,223	6,761	3,559	3,222	3,442
1	28-29	4,92	3,399	7,614	2,069	6,698	6,284	3,372	3,107	3,292
	29-30	5,20	3,814	8,507	2,312	7,467	7,005	3,754	3,450	3,657

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Les combinaisons des charges sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons sur la base des règlements de béton en vigueur (RPA 81)

- Pour les Poutres : $G + P \pm E$
 $0,8G \pm E$

Pour les Poteaux : $G + P \pm 1,2E$
 $0,8G \pm E$

G : sollicitation due à la charge permanente.

P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation.

E : sollicitation due au séisme.

Remarque : "± E" veut dire que le séisme peut agir dans un sens, comme dans l'autre sens.

① Moments en travée dans les poutres :

- Sous $G + 1,2P \rightarrow M_t = M_o(G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- Sous $G + P \pm E \rightarrow M_t = M_o(G + P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \pm M_t(E)$

- Sous $0,8G \pm E \rightarrow M_t = M_o(0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2} \pm M_t(E)$

② Moments aux appuis dans les poutres :

- Sous $G + 1,2P \rightarrow M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$

- Sous $G + P \pm E \rightarrow M_a = M_a(G) + M_a(P) \pm 1,2 M_a(E)$

- Sous $0,8G \pm E \rightarrow M_a = 0,8 M_a(G) \pm M_a(E)$

$M_a = M_e$ ou M_w .

③ EFFORTS TRANCHANTS dans les poutres :

- Sous $G + 1,2P \rightarrow T = T(G) + 1,2 T(P)$

- Sous $G + P \pm E \rightarrow T = T(G) + T(P) \pm T(E)$

- Sous $0,8G \pm E \rightarrow T = 0,8 T(G) \pm T(E)$

Tous les détails de calcul seront donnés sous forme de tableau

I/ MOMENTS EN TRAVÉE DANS LES POUTRES (Poutrique C-C)

NIV	Poutre	$G + 1,2P$	$G + P + E$	$G + P - E$	$0,8G + E$	$0,8G - E$
10	1-2	0,8597	1,1723	0,5249	0,9581	0,3107
	2-3	0,7277	0,7314	0,7018	0,5436	0,5140
	3-4	0,9312	0,9514	0,8846	0,7147	0,6479
	4-5	0,4209	0,4133	0,4133	0,3002	0,3002
	5-6	0,9277	0,9512	0,8778	0,7152	0,6418
	6-7	0,8801	1,1732	0,5637	0,9532	0,3436
9	8-9	1,4485	1,8328	1,0254	1,4692	0,6618
	9-10	1,2950	1,3030	1,2482	0,9701	0,9153
	10-11	1,6176	1,6558	1,5332	1,2442	1,1216
	11-12	0,7970	0,7838	0,7838	0,5739	0,5739
	12-13	2,0121	2,0544	1,9236	1,5639	1,4331
	13-14	1,4892	1,8438	1,0939	1,4689	0,7191
8	15-16	1,4430	2,2391	0,6081	1,8766	0,2456
	16-17	1,2950	1,3353	1,2159	1,0023	0,8830
	17-18	1,6156	1,7253	1,4597	1,3140	1,0485
	18-19	0,8021	0,7888	0,7888	0,5779	0,5779
	19-20	1,6106	1,7325	1,4425	1,3223	1,0322
	20-21	1,4842	2,2094	0,7184	1,8355	0,3442

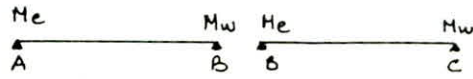
Suite →

NIV	Route	G + 12P	G + P + E	G + P - E	0.8G + E	0.8G - E
7	22-23	1.4430	2.3541	0.4931	1.9916	0.1306
	23-24	1.2950	1.3316	1.2196	0.9987	0.8867
	24-25	1.6156	1.7205	1.4645	1.3093	1.0533
	25-26	0.8021	0.7888	0.7888	0.5779	0.5779
	26-27	1.6106	1.7240	1.4510	1.3138	1.0408
	27-28	1.4842	3.3349	-0.4071	2.9610	-0.781
6	29-30	1.4430	2.6718	0.1753	2.3093	-0.1871
	30-31	1.2950	1.3609	1.1902	1.0280	0.8573
	31-32	1.6156	1.7843	1.4007	1.3731	0.9895
	32-33	0.8021	0.7888	0.7888	0.5779	0.5779
	33-34	1.6106	1.7943	1.3807	1.3841	0.9705
	34-35	1.4842	2.6168	0.3110	2.2429	-0.0629
5	36-37	1.4430	2.8876	-0.0404	2.5251	-0.4029
	37-38	1.2950	1.3766	1.1746	1.0437	0.8417
	38-39	1.6156	1.8200	1.3650	1.4088	0.9538
	39-40	0.8021	0.7880	0.7888	0.5779	0.5779
	40-41	1.6106	1.8330	1.3420	1.4228	0.9318
	41-42	1.4842	2.8149	0.1129	2.4410	-0.2610
4	43-44	1.4430	2.6511	0.1971	2.2876	-0.1654
	44-45	1.2950	1.3916	1.1596	1.0587	0.8267
	45-46	1.6156	1.8525	1.3325	1.4413	0.9213
	46-47	0.8021	0.7888	0.7888	0.5779	0.5779
	47-48	1.6106	1.868	1.3070	1.4578	0.8968
	48-49	1.4842	2.5679	0.3599	2.1940	-0.0140
3	50-51	1.4430	3.2146	-0.3674	2.8521	-0.7299
	51-52	1.2950	1.4041	1.1471	1.0712	0.8142
	52-53	1.6156	1.8815	1.3035	1.4703	0.8923
	53-54	0.8021	0.7888	0.7888	0.5779	0.5779
	54-55	1.6106	1.8995	1.2755	1.4893	0.8653
	55-56	1.4842	3.1124	-0.1846	2.7385	-0.5585
2	57-58	1.4430	2.3486	0.4986	1.9861	0.1361
	58-59	1.2950	1.4145	1.1367	1.0816	0.8038
	59-60	1.6156	1.9050	1.2800	1.4938	0.8688
	60-61	0.8021	0.7888	0.7888	0.5779	0.5779
	61-62	1.6106	1.9245	1.2505	1.5143	0.8403
	62-63	1.4842	2.2514	0.6764	1.8775	0.3025
1	64-65	1.4340	3.1076	-0.2784	2.7469	-0.6391
	65-66	1.3120	1.4291	1.1561	1.0928	0.8198
	66-67	1.6191	1.6300	1.5620	1.2181	1.1501
	67-68	0.8304	0.8170	0.8170	0.6006	0.6006
	68-69	1.6156	1.6230	1.5620	1.2118	1.1508
	69-70	1.4317	3.2436	-0.4208	2.8802	-0.7842

MOMENTS EN TRAVÉES DES POUTRES (Portique c-c)

I. MOMENTS AUX APPUIS DES POUTRES

Portique c-c.



NIV	Poutre	G + 1.2 P		G + P + E		G + P - E		0.8G + E		0.8G - E	
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw
10	1-2	-0,3799	-0,6199	1,5862	0,7007	-2,3348	-1,9303	1,6742	0,8443	-2,2518	-1,7867
	2-3	-0,6199	-0,6578	0,7007	0,6927	-1,9303	-1,9975	0,8443	0,8451	-1,7867	-1,8451
	3-4	-0,7200	-0,6695	0,5178	0,5010	-1,9458	-1,8288	0,6846	0,6561	-1,7790	-1,6737
	4-5	-0,5179	-0,5179	1,0244	1,0244	-2,0516	-2,0516	1,1444	1,1444	-1,9316	-1,9316
	5-6	-0,6694	-0,7273	0,501	0,5170	-1,8288	-1,9597	0,6561	0,6856	-1,6737	-1,7912
	6-7	-0,677	-0,4010	0,651	1,5343	-1,9954	-2,3297	0,8083	1,6272	-1,8387	-2,2368
9	8-9	-0,8216	-1,0960	3,4402	2,3604	-5,0698	-4,5346	3,6302	2,6139	-4,8798	-4,2811
	9-10	-1,0960	-1,1445	2,3604	2,3672	-4,5346	-4,637	2,6139	2,6319	-4,2811	-4,3727
	10-11	-1,2907	-1,2254	1,9275	1,8696	-4,4877	-4,3004	2,2260	2,1530	-4,1892	-4,0170
	11-12	-0,8593	-0,8593	3,2206	3,2206	-4,9252	-4,9252	3,4193	3,4193	-4,7265	-4,7265
	12-13	-1,2456	-0,5022	1,8778	2,7243	-4,2922	-3,7073	2,1530	2,8654	-4,0170	-3,5662
	13-14	-1,1840	-0,8647	2,2624	3,3294	-4,6118	-5,0446	2,5363	3,5294	-4,3379	-4,8446
8	15-16	-0,8330	-1,0960	6,4438	4,5519	-8,0962	-6,7261	6,6364	4,8054	-7,9036	-6,4726
	16-17	-1,0960	-1,1434	4,5519	4,6240	-6,7261	-6,8923	4,8054	4,8887	-6,4726	-6,6279
	17-18	-1,2928	-1,2286	3,9914	3,7896	-6,5558	-6,2266	4,2904	4,0737	-6,2568	-5,9425
	18-19	-0,8541	-0,8541	5,7647	5,7647	-7,4589	-7,4589	5,9622	5,9622	-7,2614	-7,2614
	19-20	-1,2286	-1,3023	3,7896	4,0066	-6,2266	-6,5898	4,0737	4,3078	-5,9425	-6,2886
	20-21	-1,1834	-0,8772	4,4883	6,2830	-6,8357	-8,0230	4,7620	6,4858	-6,5620	-7,8203
7	22-23	-0,8330	-1,0960	8,5218	6,3999	-10,1742	-8,5741	8,7144	6,6534	-9,9816	-8,3206
	23-24	-1,0960	-1,1434	6,3999	6,4650	-8,5741	-8,7330	6,6534	6,7294	-8,3206	-8,4686
	24-25	-1,2928	-1,2286	5,6778	5,4855	-8,2422	-7,9225	5,9768	5,7696	-7,9432	-7,6384
	25-26	-0,8541	-0,8541	8,0029	8,0029	-9,6971	-9,6971	8,2004	8,2004	-9,4996	-9,4996
	26-27	-1,2286	-1,3023	5,4855	6,6854	-7,9225	-8,2686	5,7696	5,9866	-7,6384	-7,9674
	27-28	-1,1834	-0,8772	6,2823	10,328	-8,6297	-12,068	6,5560	10,5308	-8,3560	-11,8652
6	29-30	-0,8330	-1,0960	11,3318	8,5740	-12,9842	-10,7486	11,5240	8,8279	-12,7916	-10,4951
	31-32	-1,0960	-1,1434	8,5744	8,6980	-10,7486	-10,9660	8,8279	8,9626	-10,4951	-10,7018
	32-33	-1,2928	-1,2286	7,7225	7,4026	-10,2869	-9,8396	8,0215	7,6867	-9,9879	-9,5555
	33-34	-0,8541	-0,8541	10,5347	10,5347	-12,2289	-12,2289	10,7320	10,7320	-12,0314	-12,0314
	34-35	-1,2286	-1,3023	7,4026	7,7431	-9,8396	-10,3260	7,6867	8,0443	-9,5555	-10,0251
	35-36	-1,1834	-0,8772	8,4825	11,0920	-10,8299	-12,8320	8,7562	11,2948	-10,5562	-12,6290
5	37-38	-0,8330	-1,0960	13,5578	10,3689	-15,2102	-12,5431	13,7504	10,6224	-15,0176	-12,2896
	38-39	-1,0960	-1,1434	10,3689	10,5240	-12,5431	-12,7920	10,6224	10,7884	-12,2896	-12,5276
	39-40	-1,2928	-1,2286	9,3948	9,0035	-11,9592	-11,4400	9,6938	9,2876	-11,6602	-11,1564
	40-41	-0,8541	-0,8541	12,6479	12,6480	-14,3420	-14,3420	12,8454	12,8454	-14,1446	-14,1446
	41-42	-1,2286	-1,3023	9,0035	9,4214	-11,4405	-12,0046	9,2876	9,7226	-11,1564	-11,7034
	42-43	-1,1834	-0,8772	10,2753	13,2810	-12,6227	-15,0210	10,5490	13,4838	-12,3490	-14,8182
4	44-45	-0,8330	-1,0960	14,7118	11,9930	-16,3642	-14,1721	14,9044	12,2514	-16,1716	-13,9186
	45-46	-1,0960	-1,1434	11,9939	12,1830	-14,1721	-14,4510	12,2514	12,4474	-13,9186	-14,1866
	46-47	-1,2928	-1,2286	10,9138	10,4575	-13,4782	-12,8940	11,2128	10,7416	-13,1792	-12,6104
	47-48	-0,8541	-0,8541	14,5697	14,5679	-16,2621	-16,2621	14,7654	14,7654	-16,0646	-16,0646
	48-49	-1,2286	-1,3023	10,4575	10,9454	-12,8945	-13,5286	10,7416	11,2466	-12,6104	-13,2274
	49-50	-1,1834	-0,8772	11,9043	14,4160	-14,2517	-16,1560	12,1780	14,6188	-13,9780	-15,9532

Suite →

NIV	Poutre	G + 1,2 P		G + P + E		G + P - E		0,8 G + E		0,8 G - E	
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw
3	51-52	-0,8330	-1,0960	17,3018	13,4589	-18,9542	-15,6330	17,4944	13,7124	-18,7616	-15,3796
	52-53	-1,0860	-1,1434	13,4589	13,6690	-15,633	-15,9370	13,7124	13,9334	-15,3796	-15,6726
	53-54	-1,2928	-1,2286	12,2748	11,9605	-14,8392	-14,1970	12,5738	12,0446	-14,5402	-13,9134
	54-55	-0,8541	-0,8541	16,289	16,2890	-17,9831	-17,9831	16,4864	16,4864	-17,7856	-17,7856
	55-56	-1,2286	-1,3023	11,7605	12,3114	-14,1975	-14,8940	12,0446	12,6126	-13,9134	-14,5934
	56-57	-1,1834	-0,8772	13,5643	16,9650	-15,7117	-18,7050	13,6380	17,1678	-15,438	-18,5012
2	58-59	-0,8330	-1,0960	16,7581	14,648	-18,4112	-16,8221	16,9514	14,9014	-18,2186	-16,5686
	59-60	-1,0860	-1,1434	14,6479	14,878	-16,8221	-17,1468	14,9014	15,1432	-16,5686	-16,8824
	60-61	-1,2928	-1,2286	13,3828	12,8215	-15,9472	-15,2585	13,6818	13,9056	-15,6482	-14,974
	61-62	-0,8541	-0,8541	17,6890	17,6890	-19,3831	-14,3831	17,8864	17,8864	-19,1856	-19,186
	62-62	-1,2286	-1,3023	12,8215	13,4224	-15,2585	-16,0056	13,9056	13,7236	-14,9744	-15,704
	62-63	-1,1834	-0,8772	14,5523	16,4310	-16,8997	-18,1710	14,8260	16,6338	-16,626	-17,968
1	64-65	-0,8905	-1,1071	14,2008	10,8540	-15,8532	-12,7281	14,3934	10,8074	-15,6606	-12,4746
	65-66	-1,1071	-1,1470	10,5539	10,2340	-12,7281	-12,5020	10,8074	10,4984	-12,4746	-12,2376
	66-67	-1,3132	-1,2584	9,1288	9,1288	-11,6932	-11,5615	9,4278	9,4086	-11,3942	-11,2774
	67-68	-0,8410	-0,8410	12,8079	12,8079	-14,5021	-14,5021	13,0054	13,0054	-14,3046	-14,3046
	68-69	-1,2584	-1,3250	9,1245	9,1124	-11,5615	-15,6950	9,4086	9,4136	-11,2774	-11,3944
	69-70	-1,1901	-1,0267	9,9459	13,9140	-12,2933	-15,6540	10,2196	14,1168	-12,0196	-15,4512

III. EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES (Poutre C-C)

La superposition des efforts tranchants dus aux charges verticales et laterales dans les poutres sont donnees sous forme de diagrammes.

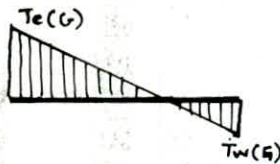
T(G) : effort tranchant dû aux charges permanentes.

T(P) : effort tranchant dû aux surcharges d'exploitation.

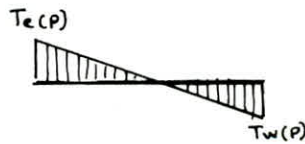
T(E) : effort tranchant engendré par les charges sismiques.

Pour l'effort tranchant dû au seisme T(E), on prendra la valeur absolue, il suffit d'injecter le signe selon qu'on est dans un sens ou dans l'autre sens.

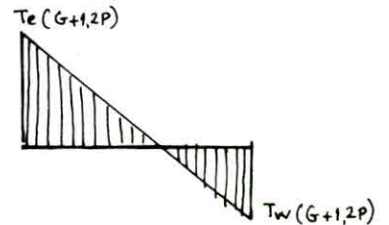
Sous G + 1,2 P (SP1)



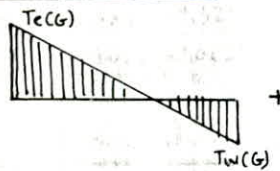
+ 1,2



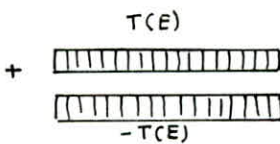
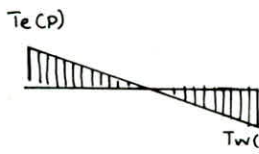
=



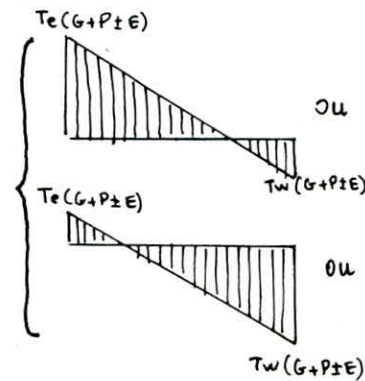
Sous G + P ± E (SP2)



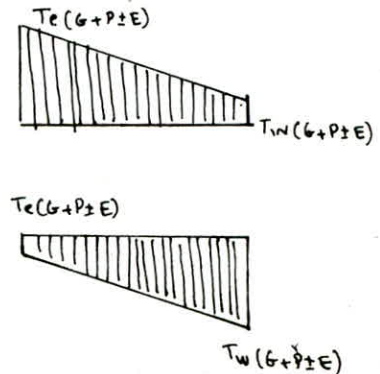
+



=



OU



OU

Sous 0,8 G ± E (SP2) : on aboutira aux mêmes types de combinaisons que pour

NIV	Poutre	G + 1,2P		G + P + E		G + P - E		0,8G + E		0,8G - E	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
10	1-2	1,3779	-1,5077	2,3099	-0,5518	0,4231	-2,4386	1,9906	-0,2025	0,1038	-2,0893
	2-3	1,4325	-1,4531	2,1862	-0,6754	0,6550	-2,2066	1,8544	-0,3388	0,3232	-1,8700
	3-4	1,5879	-1,5629	2,2029	-0,9217	0,9465	-2,1781	1,8351	-0,5597	0,5786	-1,8161
	4-5	1,1933	-1,1933	2,2684	-0,0984	0,0984	-2,2684	1,9919	0,1780	-0,1780	-1,9919
	5-6	1,5611	-1,5898	2,1780	-0,9467	0,9182	-2,2065	1,8163	-0,5784	0,5565	-1,8382
	6-7	1,5472	-1,5399	2,4498	-0,4738	0,6190	-2,3046	2,0914	-0,1493	0,2606	-1,9801
9	8-9	2,4763	-2,6251	4,6724	-0,3870	0,2394	-4,8200	4,0997	0,2201	-0,3333	-4,2129
	9-10	2,5377	-2,5640	4,5168	-0,5430	0,5170	-4,5428	3,9299	0,0499	-0,0699	-3,9498
	10-11	2,8016	-2,7694	4,4280	-1,0972	1,1292	-4,3960	3,7800	-0,4566	0,4812	-3,7554
	11-12	2,1103	-2,1103	4,9661	-0,7833	-0,7803	-4,9661	4,4780	1,2684	-1,2684	-4,4780
	12-13	2,9621	-2,6088	4,5913	-0,9339	1,2883	-4,2369	3,9138	-0,3229	0,6108	-3,6259
	13-14	2,6902	-2,5210	4,8127	-0,3557	0,5235	-4,6449	4,1905	0,2274	-0,0986	-4,0618
8	15-16	2,4794	-2,6215	6,1738	1,1149	-1,2558	-6,3147	5,6004	1,7212	-1,8292	-5,7084
	16-17	2,5380	-2,5636	5,7969	0,7372	0,7625	-5,8222	5,2099	1,3301	-1,3494	-5,2293
	17-18	2,8014	-2,7698	5,4734	-0,0520	0,0834	-5,4420	4,8255	0,5886	-0,5645	-4,8014
	18-19	2,1103	-2,1103	6,7573	2,5717	-2,5715	-6,7573	6,2692	3,0596	-3,0596	-6,2692
	19-20	2,7673	-2,8034	5,4460	-0,0789	0,0430	-5,4819	4,8059	0,5696	-0,5970	-4,8335
	20-21	2,6866	-2,5247	6,2692	1,1008	-0,9402	-6,1086	5,6478	1,6847	-1,5616	-5,5247
7	22-23	2,4794	-2,6215	7,3036	2,2447	-2,3856	-7,4445	6,7302	2,8510	-2,9590	-6,8382
	23-24	2,5380	-2,5636	6,8585	1,7988	-1,8241	-6,8838	6,2715	2,3917	-2,4110	-6,2909
	24-25	2,8014	-2,7698	6,3600	0,8346	-0,8032	-6,3286	5,7121	1,4752	-1,4511	-5,6880
	25-26	2,1103	-2,1103	8,3459	4,1501	-4,1501	-8,3459	7,8478	4,6382	-4,6382	-7,8478
	26-27	2,7673	-2,8034	6,3306	0,8057	-0,8416	-6,3665	5,6906	1,4541	-1,4816	-5,7181
	27-28	2,6866	-2,5247	7,9117	2,7433	-2,5827	-7,7511	7,2903	3,3272	-3,2041	-7,1672
6	29-30	2,4794	-2,6215	8,7379	3,6790	-3,8199	-8,8788	8,1645	4,2853	-4,3933	-8,2725
	30-31	2,5380	-2,5636	8,1268	3,0671	-3,0924	-8,1521	7,5398	3,6600	-3,6793	-7,5592
	31-32	2,8014	-2,7698	7,3985	1,8731	-1,8417	-7,3671	6,7506	2,5137	-2,4896	-6,7255
	32-33	2,1103	-2,1103	10,1223	5,9366	-5,9366	-10,1224	9,6343	6,4247	-6,4247	-9,6343
	33-34	2,7673	-2,8034	7,3724	1,8475	-1,8834	-7,4083	6,7324	2,4959	-2,5234	-6,7600
	34-35	2,6866	-2,5247	8,7455	3,5771	-3,4165	-8,5849	8,1241	4,1610	-4,0378	-8,0011
5	36-37	2,4794	-2,6215	9,8949	4,8360	-4,9769	-10,0358	9,3215	5,4423	-5,5503	-9,1430
	37-38	2,5380	-2,5636	9,1687	4,1090	-4,1343	-9,1994	8,5817	4,7019	-4,7212	-8,6001
	38-39	2,8014	-2,7698	8,2565	2,7311	-2,6997	-8,2251	7,6086	3,3717	-3,3476	-7,5855
	39-40	2,1103	-2,1103	11,6131	7,4273	-7,4273	-11,6131	11,125	7,9754	-7,9154	-11,113
	40-41	2,7673	-2,8034	8,2320	2,7071	-2,7430	-8,2679	7,5919	3,3555	-3,3830	-7,619
	41-42	2,6866	-2,5247	9,8656	4,6972	-4,5366	-9,705	9,2442	5,2811	-5,1579	-9,121
4	43-44	2,4794	-2,6215	10,6958	5,6369	-5,7778	-10,8367	10,1224	6,2432	-6,3512	-10,230
	44-45	2,5380	-2,5636	10,1149	5,0552	-5,0805	-10,1402	9,5279	5,6481	-5,667	-9,547
	45-46	2,8014	-2,7698	9,0358	3,5104	-3,479	-9,0044	8,3878	4,151	-4,127	-8,364
	46-47	2,1103	-2,1103	12,2622	8,0764	-8,0764	-12,2622	11,774	8,565	-8,564	-11,774
	47-48	2,7673	-2,8034	9,0126	3,4877	-3,5236	-9,0485	8,373	4,1361	-4,164	-8,400
	48-49	2,6866	-2,5247	10,6425	5,4741	-5,3135	-10,482	10,0211	6,058	-5,935	-9,898
3	50-51	2,4794	-2,6215	11,8615	6,8026	-6,9435	-12,0024	11,288	7,409	-7,517	-11,396
	51-52	2,5380	-2,5636	10,9629	5,9032	-5,9285	-10,9882	10,376	6,496	-6,515	-10,395
	52-53	2,8014	-2,7698	9,7341	4,2087	-4,1773	-9,7027	9,086	4,849	-4,825	-9,062
	53-54	2,1103	-2,1103	14,1809	9,9951	-9,9951	-14,181	13,693	10,483	-10,483	-13,693
	54-55	2,7673	-2,8034	9,7122	4,1873	-4,2232	-9,748	9,0722	4,836	-4,863	-9,099
	55-56	2,6866	-2,5247	11,7708	6,6024	-6,4418	-11,610	11,1494	7,1863	-7,063	-11,026

Suite →

NIV	Poutre	G + 1,2 P		G + P + E		G + P - E		0,8 G + E		0,8 G - E	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
2	57-58	2,4794	-2,6215	12,047	6,9881	-7,1290	-12,1879	11,4736	7,5944	-7,7024	-11,5816
	58-59	2,5380	-2,5636	11,6532	6,5935	-6,6188	-11,6785	11,0662	7,1864	-7,2057	-11,0856
	59-60	2,2014	-2,7698	10,3026	4,7772	-4,7458	-10,2712	9,6547	5,4178	-5,3937	-9,6306
	60-61	2,11028	-2,1103	15,1689	10,9831	-10,9831	-15,1689	14,6808	11,4712	-11,4712	-14,6808
	61-62	2,7673	-2,7034	10,2815	4,7566	-4,7925	-10,3174	9,6415	5,4050	-5,4325	-9,6630
	62-63	2,6866	-2,5247	11,9547	6,7863	-6,6257	-11,7941	11,3333	7,3702	-7,2471	-11,2102
1	64-65	2,5181	-2,6347	10,1718	5,0609	-5,1766	-10,2875	9,5902	5,6694	-5,7582	-9,6790
	65-66	2,5654	-2,5875	9,1655	4,0546	-4,0765	-9,1874	8,5730	4,6522	-8,5730	-8,5898
	66-67	2,8962	-2,7999	8,2432	2,6629	-2,6368	-8,2171	7,5904	3,3096	-3,2896	-7,5704
	67-68	2,1313	-2,1313	11,7469	7,5191	-7,5191	-11,7469	11,2546	8,0114	-8,0114	-11,2546
	68-69	2,7978	-2,8283	8,2130	2,6327	-2,6630	-8,2433	7,5668	3,2860	-3,3092	-7,5900
	69-70	2,6760	-2,5894	9,9400	4,7175	-4,6320	-9,8545	9,3212	5,3148	-5,2508	-9,2572

IV. Moments en travées des Poutres (Portique G-6) (Poutres porteuses).

NIV	Poutre	G + 1,2 P	G + P + E	G + P - E	0,8 G + E	0,8 G - E
10	1-2	5,9490	6,0330	5,3930	3,944	3,304
	2-3	6,668	6,7440	6,0630	4,406	3,725
9	4-5	6,480	6,3310	5,8030	3,462	2,934
	5-6	7,234	7,045	4,999	3,841	3,295
8	7-8	6,472	6,373	5,743	3,506	2,876
	8-9	7,223	7,097	6,435	3,885	3,233
7	10-11	6,472	6,547	5,569	3,680	2,702
	11-12	7,223	7,295	6,227	4,093	3,025
6	13-14	6,472	6,598	5,518	3,731	3,019
	14-15	7,223	7,315	6,207	4,113	3,005
5	16-17	6,472	6,370	5,746	3,503	2,879
	17-18	7,223	7,147	6,375	3,945	3,173
4	19-20	6,472	7,184	4,932	4,317	2,065
	20-21	7,223	7,934	5,588	4,732	2,386
3	22-23	6,472	5,774	5,774	3,475	2,907
	23-24	7,223	7,070	6,452	3,868	3,250
2	25-26	6,472	6,376	5,740	3,509	2,873
	26-27	7,223	7,175	6,347	3,973	3,145
1	28-29	6,698	6,759	5,809	3,847	2,897
	29-30	7,467	7,347	6,663	4,096	3,412

V. MOMENTS AUX APPUIS DANS LES POUTRES (Portique 6-6)

NIV	POUTRE	G + 1,2P		G + P + E		G + P - E		0,8G + E		0,8G - E	
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
10	1-2	-4,407	-3,402	-2,428	-0,808	-6,162	-5,824	-1,119	0,202	-4,853	-4,814
	2-3	-3,898	-4,781	-1,352	-2,894	-6,244	-6,424	-0,194	-1,473	-5,086	-5,003
9	4-5	-4,542	-3,925	-0,396	0,724	-8,298	-8,236	1,254	2,150	-6,647	-6,809
	5-6	-4,473	-5,005	0	-1,055	-8,562	-8,526	1,625	0,764	-6,937	-6,706
8	7-8	-4,540	-3,952	2,130	3,324	-10,820	-10,888	3,780	4,760	-9,170	-9,452
	8-9	-4,501	-5,007	2,467	1,330	-11,083	-10,914	4,102	3,149	-9,447	-9,094
7	10-11	-4,540	-3,952	4,103	5,645	-12,793	-13,209	5,753	7,087	-11,143	-11,772
	11-12	-4,501	-5,007	4,749	4,206	-13,365	-12,780	6,385	5,015	-11,729	-10,960
6	13-14	-4,540	-3,952	6,673	8,315	-15,363	-15,879	8,323	9,752	-13,713	-14,442
	14-15	-4,501	-5,007	7,217	5,625	-15,833	-15,209	8,853	7,445	-14,197	-13,399
5	16-17	-4,540	-3,952	8,705	9,893	-17,395	-17,457	10,355	11,330	-15,745	-16,020
	17-18	-4,501	-5,007	8,804	7,557	-17,420	-17,131	10,440	9,367	-15,984	-15,311
4	19-20	-4,540	-3,952	9,785	12,601	-18,475	-20,165	11,435	14,038	-16,825	-18,728
	20-21	-4,501	-5,007	11,398	8,568	-20,014	-18,152	13,034	10,388	-18,378	-16,352
3	22-23	-4,540	-3,952	12,176	13,306	-20,866	-20,870	13,826	14,743	-19,216	-19,433
	23-24	-4,501	-5,007	11,931	10,829	-20,547	-20,413	13,567	12,649	-18,911	-18,593
2	25-26	-4,540	-3,952	12,601	13,801	-21,291	-21,365	14,257	15,238	-19,641	-19,928
	26-27	-4,501	-5,007	12,542	11,231	-21,158	-20,815	14,178	13,051	-19,522	-18,995
1	28-29	-4,752	-4,262	8,566	9,985	-17,680	-18,161	10,256	11,501	-16,00	-16,645
	29-30	-4,845	-5,265	8,442	7,358	-17,742	-17,458	10,166	9,230	-16,017	-15,585

VI. EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES (Portique 6-6)

NIV	POUTRE	G + 1,2P		G + P + E		G + P - E		0,8G + E		0,8G - E	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
10	1-2	-7,731	7,323	-6,635	8,034	-8,431	6,238	-4,338	5,858	-6,134	4,062
	2-3	-7,785	8,124	-6,768	8,735	-8,404	7,100	-4,455	6,322	-6,091	4,686
9	4-5	-7,948	7,708	-5,875	9,108	-9,337	5,646	-2,987	6,308	-6,449	2,846
	5-6	-8,166	8,376	-6,259	9,572	-9,371	6,460	-3,292	6,528	-6,404	3,416
8	7-8	-7,941	7,703	-4,812	10,160	-10,388	4,584	-1,926	7,360	-7,502	1,784
	8-9	-8,171	8,366	-5,316	10,510	-10,324	5,502	-2,346	7,470	-7,354	2,462
7	10-11	-7,941	7,703	-3,930	11,042	-11,270	3,702	-1,044	8,242	-8,384	0,902
	11-12	-8,171	8,366	-4,511	11,315	-11,129	4,697	-1,541	8,275	-8,159	1,657
6	13-14	-7,941	7,703	-2,854	12,118	-12,346	2,626	0,032	9,318	-9,460	-0,174
	14-15	-8,171	8,366	-3,560	12,266	-12,08	3,746	-0,590	9,226	-9,110	0,706
5	16-17	-7,941	7,703	-2,113	12,859	-13,087	1,885	0,773	10,059	-10,201	-0,915
	17-18	-8,171	8,366	-2,878	12,948	-12,762	3,064	0,092	9,908	-9,792	0,024
4	19-20	-7,941	7,703	-1,335	13,637	-13,865	1,107	1,551	10,837	-10,979	-1,693
	20-21	-8,171	8,366	-2,177	13,649	-13,463	2,363	0,793	10,609	-10,493	-0,677
3	22-23	-7,941	7,703	-0,699	14,273	-14,501	0,477	2,187	11,473	-11,615	-2,329
	23-24	-8,171	8,366	-1,634	14,192	-14,006	1,820	1,336	11,152	-11,036	-1,220
2	25-26	-7,941	7,703	-0,510	14,462	-14,690	0,282	2,376	11,662	-11,804	-2,518
	26-27	-8,171	8,366	-1,437	14,389	-14,203	1,623	1,533	11,349	-11,233	-1,417
1	28-29	-8,309	8,110	-2,385	13,362	-13,553	2,194	0,570	10,477	-10,597	-0,691
	29-30	-8,596	8,757	-3,292	13,350	-13,196	3,446	-0,234	10,235	-10,138	0,331

FERAILLAGE DES POUTRES

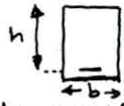
Conformément à l'article A-15 du CCBA 68, les poutres seront calculées en flexion simple et il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans celles-ci... Elles seront ferrillées sous les sollicitations pondérées calculées précédemment. La section d'acier sera calculée sous la sollicitation du premier genre (SP1) et sous la plus défavorable (SP2)

- Sollicitation du 1^{er} genre $(G + 1,2P)$
- Sollicitation du 2^{er} genre $(G + P \pm E)$; $(0,8G \pm E)$

Si le moment sous SP1 augmenté de 50% est supérieur au moment sous SP2, on calculera et on vérifiera la section d'armature sous SP1 ; Sinon, le calcul et la vérification sera faite sous SP2.

La méthode de calcul des armatures est celle de M^e Pierre. CHARON.

ETAPES DE CALCULS :

- on calcule le coefficient $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$
- 
- D'après le tableau exposé par P. Charon on tire les coefficients E et K.
 - On calcule $\bar{\sigma}'_b = \frac{K}{E}$.
 - Si $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.
 - Si $\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ on calculera les armatures comprimées.
- Au cas où $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b$ la section d'armature tendue est :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E \cdot h}$$

VERIFICATIONS :

① Condition de non fragilité : Il faut que la section d'armature tendue soit supérieure à une valeur limite $A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h$.

② Condition de la flèche (Art. 61 du CCBA 68)

La flèche ne sera pas justifiée si les trois conditions, sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} - A < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h \\ - \frac{h_b}{l} > \frac{M_c}{10M_0} \\ - \frac{h_c}{l} > \frac{M_c}{10M_0} \end{array} \right.$$

③ JUSTIFICATION D'ABOUT : La longueur d'appui nécessaire doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$C \geq C_0 = \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b}$$

T : effort tranchant de l'appui de rive

C_0 = longueur de la bielle nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

C = distance de l'appui au point où commence l'ancrage.

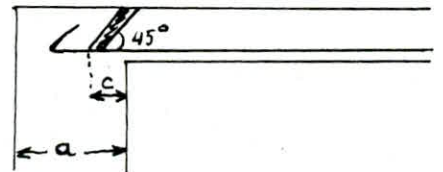
$$C = a - (d + r)$$

d = enrobage

r = rayon de courbure.

a = largeur du poteau.

- Armatures inférieurs : La section minimale des armatures de traction inférieures, qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées totalement au delà, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égal à $T + M/z$ c'est à dire on doit vérifier : $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$. (M avec son signe).



④ Pourcentage des aciers longitudinaux : (RPA 81).

- Poutres longitudinales et transversales :

$$0,3\% \leq A \leq 2,5\% \quad \Leftrightarrow \text{Dans notre cas : } 4,83 \text{ cm}^2 \leq A \leq 43,75 \text{ cm}^2$$

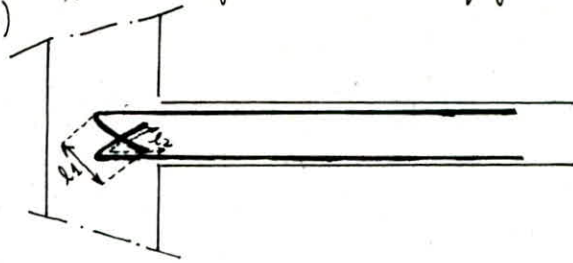
⑤ Condition de non fissuration :

On doit vérifier que $\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_a$ avec $\sigma_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_s}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$ et $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

⑥ ANCRAGE : L'ancrage des armatures longitudinales des poutres dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure suivante. Selon le (RPA 81 Page 62)

$$l_1 \geq 20\phi$$

$$l_2 \geq \max(30\phi ; 50 \text{ cm})$$



⑦ CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET ESPACEMENT :

- La quantité d'armature transversale minimale est donnée par le (RPA) : $A_t = 0,003 \cdot t \cdot b$
 t : espacement des cadres.
 b : largeur de la poutre.

- La contrainte de cisaillement du béton est prise égale à : $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z}$ (Art. 25 CCBA 68)
 on doit vérifier cependant :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \\ \bar{\sigma}_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \end{cases}$$

si $\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b$, on utilise des cadres et des étréss droits.

- La contrainte admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \beta = 2/3 \text{ (reprise de bétonnage).}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \begin{cases} (1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_{en} \\ 2/3 \bar{\sigma}_{en} \end{cases} \quad \text{(Pas de reprise de bétonnage).}$$

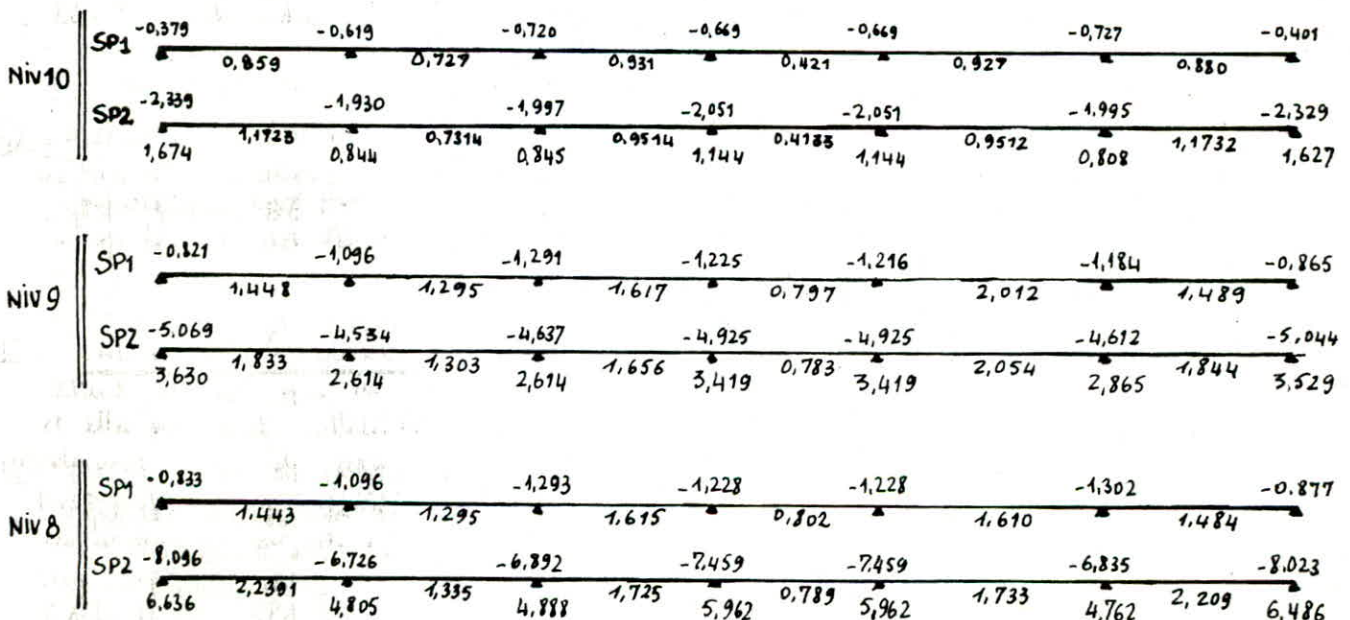
- L'espacement $t \leq \bar{E}$ avec $t \leq \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot z \cdot A_t}{T}$ avec $z = 7/8 h$.

- L'espacement admissible $\bar{E} \leq \min(12\phi, h/4, 30 \text{ cm})$ en zone nodale.
 $\bar{E} \leq h/2$ en zone courante.

I - CALCUL DES POUTRES DU PORTIQUE C-C. (Poutres longitudinales).

Etant donné que les poutres longitudinales ne sont pas portées de charges verticales et elles ne sont sollicitées principalement que par les charges sismiques, donc elles doivent avoir des armatures symétriques. Ainsi que les moments en travée sont très faibles par rapport aux moments sur appuis, donc on calculera seulement les armatures sur appuis avec le moment max en valeur absolue et on adoptera une section en travée égale au moins à la moitié des armatures sur appuis (Art. 4232. RPA 81)

PRESENTATION DES MOMENTS.



NIV 7

SP1	-0,833	-1,096	-1,293	-1,228	-1,228	-1,302	-0,877
	1,443	1,295	1,615	0,802	1,610	1,484	
SP2	-10,174	-8,574	-8,733	-9,697	-9,697	-8,629	-12,068
	8,714	2,354	6,673	1,332	6,729	1,721	8,200
				0,789	8,200	1,724	6,556
							3,335
							10,531

NIV 6

SP1	-0,833	-1,096	-1,293	-1,228	-1,228	-1,302	-0,877
	1,443	1,295	1,615	0,802	1,610	1,484	
SP2	-12,983	-10,748	-10,966	-12,229	-12,229	-10,830	-12,832
	11,524	2,672	8,828	1,361	8,962	1,734	10,732
				0,789	10,732	1,794	8,756
							2,617
							11,294

NIV 5

SP1	-0,833	-1,096	-1,293	-1,228	-1,228	-1,302	-0,877
	1,443	1,295	1,615	0,802	1,610	1,484	
SP2	-15,210	-12,543	-11,959	-14,342	-14,342	-12,623	-15,021
	13,750	2,888	10,622	1,577	10,788	1,820	12,845
				0,788	12,845	1,833	10,549
							2,815
							13,484

NIV 4

SP1	-0,833	-1,096	-1,293	-1,228	-1,228	-1,302	-0,877
	1,443	1,295	1,615	0,802	1,610	1,484	
SP2	-16,364	-14,172	-14,451	-16,262	-16,262	-14,252	-16,156
	14,904	2,651	12,251	1,392	12,447	1,853	14,765
				0,788	14,765	1,868	12,178
							2,568
							14,619

NIV 3

SP1	-0,833	-1,096	-1,293	-1,228	-1,228	-1,302	-0,877
	1,443	1,295	1,615	0,802	1,610	1,484	
SP2	-18,954	-15,633	-15,937	-17,983	-17,983	-15,712	-18,705
	17,794	3,214	13,712	1,404	13,933	1,882	16,486
				0,788	16,486	1,899	13,638
							3,112
							17,168

NIV 2

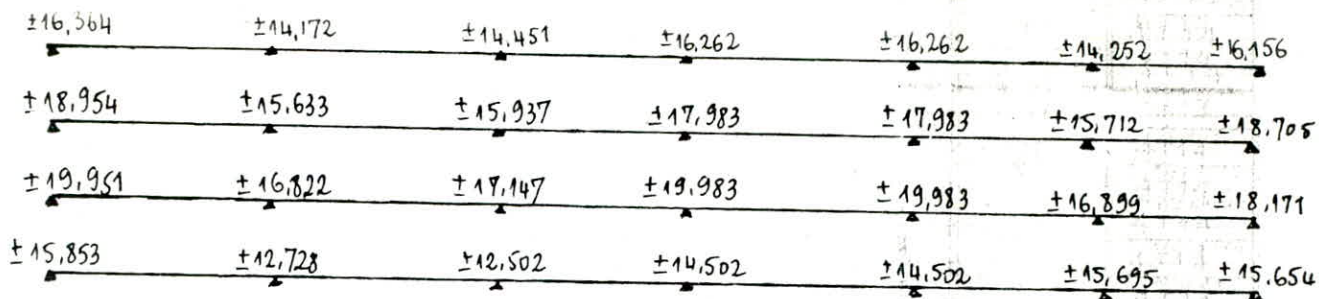
SP1	-0,833	-1,096	-1,293	-1,228	-1,228	-1,302	-0,877
	1,443	1,295	1,615	0,802	1,610	1,984	
SP2	-18,441	-16,822	-17,147	-19,983	-19,383	-16,899	-18,171
	19,951	2,347	14,901	1,415	15,143	1,905	17,886
				0,788	17,886	1,925	14,826
							2,251
							16,634

NIV 1

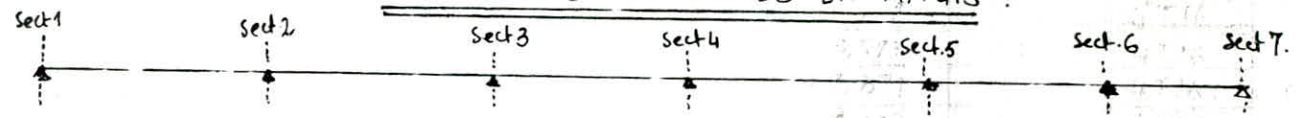
SP1	-0,890	-1,107	-1,313	-1,258	-1,258	-1,321	-1,026
	1,443	1,295	1,615	0,802	1,610	1,484	
SP2	-15,853	-12,728	-12,502	-14,502	-14,502	-15,695	-15,654
	14,393	3,108	10,867	1,429	10,498	1,630	13,005
				0,817	13,005	1,623	10,219
							3,244
							14,117

MOMENTS DE CALCUL (SP2)

NIV 10	± 2,339	± 1,930	± 1,997	± 2,051	± 2,501	± 1,995	± 2,329
NIV 9	± 5,069	± 4,534	± 4,637	± 4,925	± 4,925	± 4,612	± 5,044
NIV 8	± 8,096	± 6,726	± 6,892	± 7,459	± 7,459	± 6,835	± 8,023
NIV 7	± 10,174	± 8,537	± 8,733	± 9,697	± 9,697	± 8,629	± 12,068
NIV 6	± 12,984	± 10,748	± 10,966	± 12,229	± 12,229	± 10,830	± 12,832
NIV 5	± 15,210	± 12,543	± 11,959	± 14,342	± 14,342	± 12,623	± 15,021



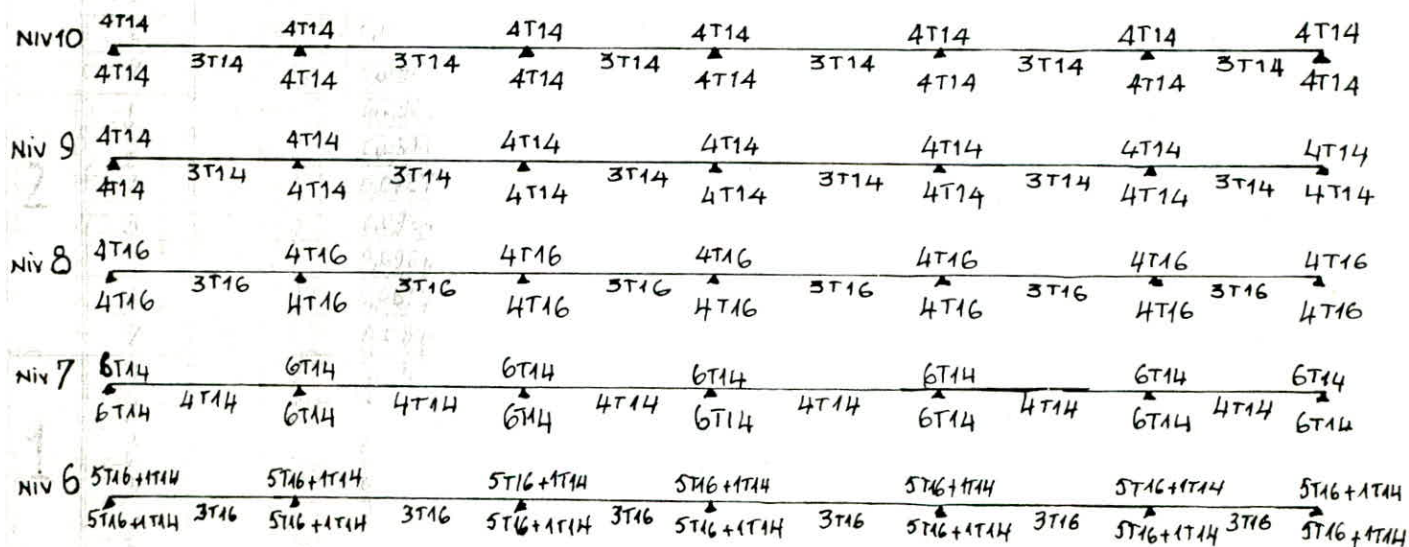
CALCUL DES ARMATURES EN APPUIS :

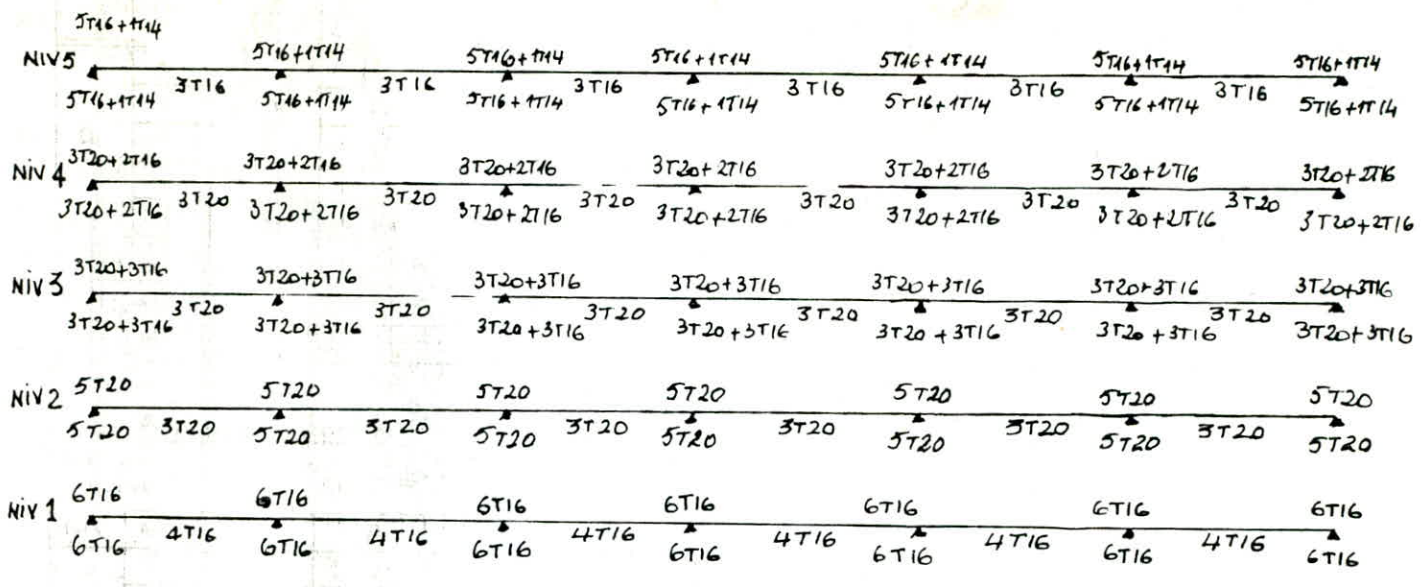


NIV	Sect.	M (t.m)	μ	ϵ	K	σ_b	A	A adopté _{cm²}	ϕ
10	1	2,339	0,0113	0,952	90	46,66	1,300	6,45	4T14
	2	1,930	0,0093	0,956	100	42	1,040	6,15	4T14
	3	1,997	0,0096	0,956	98,5	42,64	1,081	6,15	4T14
	4	2,051	0,0098	0,955	97	43,29	1,111	6,15	4T14
	5	2,051	0,0098	0,955	97	43,29	1,111	6,15	4T14
	6	1,995	0,0096	0,956	98,5	42,64	1,080	6,15	4T14
	7	2,329	0,0112	0,950	90,5	46,41	1,265	6,15	4T14
9	1	5,069	0,0244	0,9320	59	71,18	2,815	6,15	4T14
	2	4,534	0,0218	0,9351	62	67,74	2,509	6,15	4T14
	3	4,637	0,0223	0,9346	61,5	68,29	2,568	6,15	4T14
	4	4,925	0,0237	0,9329	59,5	70,59	2,732	6,15	4T14
	5	4,925	0,0237	0,9329	59,5	70,59	2,732	6,15	4T14
	6	4,612	0,0222	0,9351	62	67,74	2,553	6,15	4T14
	7	5,044	0,0243	0,9324	59	71,19	2,80	6,15	4T14
8	1	8,096	0,0390	0,9153	44	95,454	4,578	8,04	4T16
	2	6,726	0,0324	0,9221	49,5	84,848	3,775	8,04	4T16
	3	6,892	0,0332	0,9216	48,8	86,0656	3,871	8,04	4T16
	4	7,459	0,0359	0,9188	46,6	90,128	4,202	8,04	4T16
	5	7,459	0,0359	0,9188	46,6	90,128	4,202	8,04	4T16
	6	6,835	0,0329	0,9216	48,8	86,066	3,839	8,04	4T16
	7	8,023	0,0387	0,9164	44,8	93,750	4,532	8,04	4T16
7	1	10,174	0,0490	0,9071	38,8	108,24	5,805	9,23	6T14
	2	8,537	0,0413	0,9138	43,0	97,67	4,856	9,23	6T14
	3	8,733	0,0421	0,9129	42,4	99,05	4,951	9,23	6T14
	4	9,697	0,0467	0,9088	39,8	105,52	5,522	9,23	6T14
	5	9,697	0,0467	0,9088	39,8	105,52	5,522	9,23	6T14
	6	8,629	0,0416	0,9135	42,8	98,13	4,889	9,23	6T14
	7	12,068	0,0582	0,8998	34,9	120,343	6,942	9,23	6T14
6	1	12,984	0,0626	0,8965	33,3	126,126	7,496	11,59	5T16+1T14
	2	10,748	0,0518	0,9046	37,4	112,299	6,150	11,59	5T16+1T14
	3	10,966	0,0529	0,9038	37,0	113,510	6,280	11,59	5T16+1T14
	4	12,229	0,0590	0,8992	34,6	121,387	7,039	11,59	5T16+1T14
	5	12,229	0,0590	0,8992	34,6	121,387	7,039	11,59	5T16+1T14
	6	10,830	0,0522	0,9046	37,4	112,29	6,196	11,59	5T16+1T14
	7	12,832	0,0620	0,8971	33,6	125	7,403	11,59	5T16+1T14

NIV	Sect.	M (t.m)	μ	E	K	σ_b	$\Delta (cm^2)$	$A_{admette} (cm^2)$	ϕ
5	1	15,210	0,07334	0,8894	30,2	139,07	8,852	11,59	5T16 + 1T14
	2	12,543	0,0605	0,8982	34,1	123,16	7,228	11,59	5T16 + 1T14
	3	11,959	0,0577	0,9000	35,0	120,00	6,877	11,59	5T16 + 1T14
	4	14,342	0,0692	0,8920	31,3	134,19	8,322	11,59	5T16 + 1T14
	5	14,342	0,0692	0,8920	31,3	134,19	8,322	11,59	5T16 + 1T14
	6	12,623	0,0609	0,8977	33,9	123,89	7,278	11,59	5T16 + 1T14
	7	15,021	0,0724	0,8899	30,4	138,16	8,736	11,59	5T16 + 1T14
4	1	16,364	0,0789	0,8858	28,8	145,83	9,562	13,44	3T20 + 2T16
	2	14,172	0,0683	0,8927	31,6	132,91	8,217	13,44	3T20 + 2T16
	3	14,451	0,0697	0,8918	31,2	134,61	8,387	13,44	3T20 + 2T16
	4	16,262	0,0784	0,8816	28,9	145,32	9,499	13,44	3T20 + 2T16
	5	16,262	0,0784	0,8816	28,9	145,32	9,499	13,44	3T20 + 2T16
	6	14,252	0,0687	0,8925	31,5	133,33	8,265	13,44	3T20 + 2T16
	7	16,156	0,0779	0,8826	29,1	144,32	9,432	13,44	3T20 + 2T16
3	1	18,954	0,0914	0,8786	26,2	160,30	11,16	15,45	3T16 + 3T20
	2	15,633	0,0754	0,8881	29,7	141,41	9,11	15,45	3T16 + 3T20
	3	15,937	0,0769	0,8871	29,3	143,34	9,20	15,45	3T16 + 3T20
	4	17,983	0,0867	0,8812	27,1	154,98	10,56	15,45	3T16 + 3T20
	5	17,983	0,0867	0,8812	27,1	154,98	10,56	15,45	3T16 + 3T20
	6	15,712	0,0758	0,8879	29,6	141,89	9,159	15,45	3T16 + 3T20
	7	18,705	0,0902	0,8792	26,4	159,090	11,010	15,45	3T16 + 3T20
2	1	19,951	0,0962	0,8762	25,4	165,35	11,78	15,70	5T20
	2	16,822	0,0811	0,8845	28,3	148,40	9,84	15,70	5T20
	3	17,147	0,0827	0,8837	28	150	10,04	15,70	5T20
	4	19,983	0,0964	0,8762	25,4	165,35	11,80	15,70	5T20
	5	19,983	0,0964	0,8762	25,4	165,35	11,80	15,70	5T20
	6	16,899	0,0815	0,8843	28,2	148,93	9,89	15,70	5T20
	7	18,171	0,0876	0,8810	27	155,55	10,67	15,70	5T20
1	1	15,853	0,0764	0,8874	29,4	142,85	9,24	12,06	6T16
	2	12,728	0,0614	0,8973	33,7	124,62	7,34	12,06	6T16
	3	12,502	0,0603	0,8982	34,1	123,167	7,20	12,06	6T16
	4	14,502	0,0699	0,8915	31,1	135,04	8,42	12,06	6T16
	5	14,502	0,0699	0,8915	31,1	135,04	8,42	12,06	6T16
	6	15,695	0,0756	0,8879	29,6	141,900	9,15	12,06	6T16
	7	15,654	0,0755	0,8881	29,7	141,410	9,12	12,06	6T16

Sections d'aciers adoptées





VERIFICATIONS DIVERSES.

A. VERIFICATION DE LA FLÈCHE :

- $h_f = 50 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{404}{16} = 25,25 \text{ cm}$ (verifié)
- $h_f = 50 \text{ cm} > \frac{l}{10} = \frac{404}{10} = 40,4 \text{ cm}$ (verifié)
- $A \leq bh \cdot \frac{43}{\sigma_{sen}}$

Les poutres ont la même section dans tous les niveaux, donc il suffit de vérifier pour la plus grande section d'acier en travée, car si elle est vérifiée pour cette section, elle l'est également pour les autres.

$A_{max} = 3720 = 9,42 \text{ cm}^2 < 35 \times 46 \times 43 / 4200 = 16,48 \text{ cm}^2$ (verifié).

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow la flèche ne sera pas justifiée.

B. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

$A \geq bh \cdot 0,69 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{sen}} = 35 \times 46 \times 0,69 \cdot \frac{519}{4200} = 1,56 \text{ cm}^2 < \min \{A_i\}$ (verifié).
 $\min \{A_i\} = 4,61 \text{ cm}^2$ (3T14).

C. CONDITION AUX APPUIS

- Béton : on doit avoir à chaque niveau $c \geq \frac{2T}{b_0 \sigma_b} = C_0$.
- $c = a - (d+r)$ avec $a = 45 \text{ cm}$; $d = 4 \text{ cm}$; $r = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow c = 33 \text{ cm}$.
- $\sigma_b = 1,5$ (68,5) = $102,75 \text{ kg/cm}^2$ (SP2).

Niv	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
T (t)	2,309	4,672	6,173	7,303	8,737	9,895	10,696	11,862	12,047	10,170
l_0 (cm)	1,28	2,60	3,43	4,17	4,85	5,50	6,00	6,60	6,70	5,65
c (cm)	33,0	33,0	33,0	33,0	33,0	33,0	33,0	33,0	33,0	33,0

• Armatures inférieures : on doit vérifier que $A \geq \frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3\sigma_a}$

NIV	Appui	M (t.m)	T (t)	$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3\sigma_a}$	A
10	1	2,339	2,309	1,933	6,15
	2	1,930	1,438	1,722	"
	3	1,997	2,206	1,706	"
	4	2,051	2,268	1,753	"
	5	2,051	2,268	1,753	"
	6	1,995	2,449	1,763	"
	7	2,329	2,304	1,926	"
9	1	5,069	4,672	4,111	6,15
	2	4,534	4,82	3,829	"
	3	4,637	4,543	3,825	"
	4	4,925	4,966	4,096	"
	5	4,995	4,966	4,096	"
	6	4,897	4,912	3,871	"

NIV	Appui	M (t.m)	T (t)	$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{3\sigma_a}$	A
8	1	8,096	6,173	6,28	8,04
	2	6,726	6,314	5,50	"
	3	6,892	5,820	5,48	"
	4	7,459	6,750	6,04	"
	5	7,459	6,750	6,04	"
	6	6,835	6,269	5,55	"
	7	8,023	6,108	6,22	"
7	1	10,174	7,304	7,79	9,23
	2	8,574	7,440	6,87	"
	3	8,733	6,880	6,83	"
	4	9,697	8,345	7,76	"
	5	9,697	8,345	7,76	"

NIV	APPUI	M(t·m)	T(t)	$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\sigma_a}$	A
6	1	12,984	8,73	9,80	11,59
	2	10,748	8,87	8,50	"
	3	10,966	8,15	8,46	"
	4	12,229	10,12	9,68	"
	5	12,229	10,12	9,68	"
	6	10,830	8,74	8,52	"
	7	12,832	8,58	9,67	"
5	1	15,210	9,89	11,40	"
	2	12,543	10,03	9,85	"
	3	11,559	9,19	9,30	"
	4	14,342	11,61	11,29	"
	5	14,342	11,61	11,29	"
	6	12,623	9,86	9,85	"
	7	15,021	9,71	11,24	"
4	1	16,360	10,69	12,27	13,44
	2	14,172	10,83	11,00	"
	3	14,451	10,14	11,011	"
	4	16,262	12,26	12,59	"
	5	16,262	12,26	12,59	"
	6	14,252	10,64	11,01	"
	7	16,156	10,48	12,10	"

NIV	APPUI	M(t·m)	T(t)	$\frac{T}{\sigma_a} + \frac{M}{\sigma_a}$	A
3	1	18,954	11,86	14,10	15,45
	2	15,633	12	12,15	"
	3	15,937	10,98	12,09	"
	4	17,983	14,18	14,07	"
	5	17,983	14,18	14,07	"
	6	15,712	9,75	11,66	"
	7	18,705	11,61	13,89	"
2	1	19,951	12,047	14,73	15,70
	2	16,822	12,18	12,9	"
	3	17,147	11,67	12,97	"
	4	19,983	15,16	15,49	"
	5	19,983	15,16	15,49	"
	6	16,899	11,95	12,89	"
	7	18,171	11,79	13,61	"
1	1	15,853	10,17	11,85	12,06
	2	12,728	10,28	10,02	"
	3	12,502	9,18	9,62	"
	4	14,502	11,74	11,42	"
	5	14,502	11,74	11,42	"
	6	15,695	9,94	11,70	"
	7	15,654	9,85	11,65	"

D. ARMATURES TRANSVERSALES :

sous SP2 $\rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

$2\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

On utilisera 1 cadre + 1 étrier en $\phi 8$ soit $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right) = \min (11,5, 16,4, 30) = 11,5 \text{ cm}$ (zone nodale)

$t \leq \frac{h}{2} = \frac{46}{2} = 23 \text{ cm}$ (zone courante).

NIV	T_{max} (kg) (SP2)	σ'_b kg/cm^2	σ_b kg/cm^2	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm^2	$\bar{\sigma}_{at}$ kg/cm^2	A_t cm^2	t (cm)	t adopté (cm)	
								ZN	Zc.
10	2,268	24,43	1,61	30,97	2400	2,01	85,59	11	18
9	4,966	52,96	3,52	"	"	"	39,09	11	18
8	6,750	76,55	4,79	"	"	"	28,76	11	18
7	8,345	108,94	5,92	30,44	"	"	23,26	11	18
6	10,120	108,5	7,18	30,47	"	"	19,18	11	18
5	11,610	127,09	8,24	28,87	"	"	16,72	11	18
4	12,260	139,04	8,70	28,62	"	"	15,83	11	18
3	14,180	144,47	10,06	27,38	"	"	13,69	11	18
2	15,160	157,42	10,76	26,78	"	"	12,80	11	18
1	11,740	130,63	8,33	28,57	"	"	16,53	11	18

Pour chaque cas : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ on utilise ds cadres et étriers droits en $\phi 8$

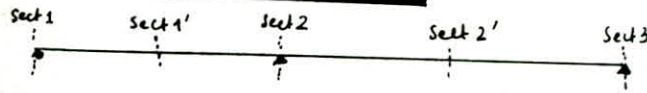
E : VERIFICATION DES CONTRAINTES AUX APPUIS

$\sigma_a^1 = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP}_2\text{)}$
 $\sigma_b^1 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

NIV	Sect°	Soll.	M (t.m)	A (cm ²)	$\bar{\omega}$	ϵ	ν	σ_a	σ_b
5	1	SP2		11,59	0,720	0,377	35,6	3254	127
	2		2683					105	
	3		2558					100	
	4		3087					121	
	5		3087					121	
	6		2700					106	
	7		3213					126	
4	1	SP2		13,44	0,834	0,870	23,4	3043	130
	2		2635					113	
	3		2687					115	
	4		3024					129	
	5		3024					129	
	6		2650					113	
	7		3004					128	
3	1	SP2		15,45	0,980	0,863	21,4	3092	144
	2		2550					119	
	3		2600					121	
	4		2933					137	
	5		2933					137	
	6		2563					120	
	7		3051					143	
2	1	SP2		15,70	0,975	0,862	21,2	3205	151
	2		2702					127	
	3		2755					130	
	4		3210					151	
	5		3210					151	
	6		2715					128	
	7		2919					138	
1	1	SP2		12,06	0,749	0,875	25	3266	131
	2		2622					105	
	3		2576					103	
	4		2988					120	
	5		2988					120	
	6		3233					130	
	7		3225					129	

NIV	Sect°	Soll.	M (t.m)	A (cm ²)	$\bar{\omega}$	ϵ	ν	σ_a	σ_b
10	1	SP2	2,339	6,16	0,382	0,9046	37,4	914	24
	2		1,930					754	20
	3		1,997					781	21
	4		2,051					802	22
	5		2,051					802	22
	6		1,995					780	21
	7		2,329					910	24
9	1	SP2	5,069	6,16	"	"	"	1981	53
	2		4,534					1772	47
	3		4,637					1812	48
	4		4,925					1924	51
	5		4,925					1924	51
	6		4,612					1802	48
	7		5,044					1971	53
8	1	SP2	8,096	8,04	0,499	0,894	32	2450	77
	2		6,726					2035	64
	3		6,852					2086	65
	4		7,459					2257	71
	5		7,459					2257	71
	6		6,835					2068	65
	7		8,023					2428	76
7	1	SP2	10,174	9,23	0,573	0,887	29,4	2700	92
	2		8,574					2276	77
	3		8,733					2318	79
	4		9,697					2574	88
	5		9,697					2574	88
	6		8,629					2290	78
	7		12,068					3203	109
6	1	SP2	12,984	11,59	0,720	0,877	25,6	2778	109
	2		10,748					2299	90
	3		10,966					2346	92
	4		12,229					2616	102
	5		"					2616	102
	6		10,830					2317	91
	7		12,832					2745	107

II. CALCUL DES POUTRES DU PORTIQUE 6-6.



Les poutres du portique 6-6 sont portées de charges verticales.

ARMATURES SUPERIEURES ET INFERIEURES SUR APPUIS

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$d = d' = 4 \text{ cm}$$

$$h = 46 \text{ cm}$$

NIV	Sect.	soll.	M _{sup}		μ	ε	K	σ _b	A _{cal} cm ²	A _{adopt} cm ²	φ
			Min	Max							
10	1	SP2	5.824	0.202	0.0279	0.927	54	78	3.25	6.16	4T14
	2	"	7.171	0.009	0.0516	0.905	376	74	3.15	6.16	4T14
	3	"	6.244	0.0299	0.925	52	81	3.49	6.16	4T14	
9	1	SP2	2.150	8.236	0.0395	0.916	44,2	95	4.65	6.16	4T14
	2	"	1.254	8.526	0.0409	0.914	43,2	97	4.82	6.16	4T14
	3	"	1.625	8.562	0.0411	0.913	43	98	4.85	6.16	4T14
8	1	SP2	4.670	10.888	0.022	0.905	37,4	112	6.23	8.04	4T14
	2	"	3.780	10.914	0.018	0.904	37,2	113	6.24	8.04	4T14
	3	"	4.102	11.083	0.019	0.903	36,8	114	6.35	8.04	4T14
7	1	SP2	7.081	12.209	0.034	0.896	33,1	127	7.63	8.04	4T14
	2	"	5.753	12.793	0.027	0.897	33,5	125	7.38	8.04	4T14
	3	"	6.385	13.365	0.03	0.895	32,8	128	7.72	8.04	4T14
6	1	SP2	15.879	9.752	0.0762	0.888	29,5	142	9.26	10.68	4T14 + 4T12
	2	"	15.363	8.323	0.0737	0.889	30	140	8.94	10.68	4T14 + 4T12
	3	"	15.833	8.153	0.0756	0.888	29,6	142	9.23	10.68	4T14 + 4T12
5	1	SP2	17.457	11.33	0.0837	0.883	28	151	10.23	10.68	4T14 + 4T12
	2	"	17.395	10.35	0.0835	0.883	27,8	151	10.19	10.68	4T14 + 4T12
	3	"	17.420	10.44	0.0836	0.883	27,8	151	10.17	10.68	4T14 + 4T12
4	1	SP2	20.165	14.03	0.0968	0.876	25,3	166	11.92	12.65	4T16 + 4T12
	2	"	18.475	11.44	0.0986	0.880	26,8	157	10.86	12.31	4T16 + 4T12
	3	"	20.044	13.03	0.0960	0.876	25,4	165	11.82	12.31	4T16 + 4T12
3	1	SP2	20.870	14.74	0.1001	0.874	24,5	171	12.35	12.31	4T16 + 4T12
	2	"	20.866	13.83	0.1001	0.874	24,5	171	12.35	12.31	4T16 + 4T12
	3	"	20.547	13.57	0.0986	0.875	25	168	12.15	12.31	4T16 + 4T12
2	1	SP2	21.365	15.24	0.1025	0.873	24,4	172	12.66	14,2	4T16 + 4T14
	2	"	21.291	14.25	0.1022	0.873	24,4	172	12.62	14,2	4T16 + 4T14
	3	"	21.158	14.18	0.1015	0.873	24,5	171	12,54	14,2	4T16 + 4T14
1	1	SP2	18.161	11.5	0.0871	0.881	27	156	10.66	10.68	4T14 + 4T12
	2	"	17.680	10.25	0.0848	0.882	27,5	153	10.37	10.68	4T14 + 4T12
	3	"	17.742	10.16	0.0852	0.882	27,4	153	10.41	10.68	4T14 + 4T12

ARMATURES EN TRAVÉE

Sollicitations sous SP1.

NIV	Sect.	M (t.m)	μ	ϵ	κ	σ_b	A calculé	A adopté	ϕ
10	1'	5,949	0,0428	0,9123	42	66,66	5,06	6,16	4 T14
	2'	6,668	0,0480	0,9077	39,2	71,42	5,70	"	"
9	1'	6,480	0,0466	0,9088	39,8	70,35	5,53	"	"
	2'	7,234	0,0520	0,9046	37,4	74,86	6,20	"	"
8	1'	6,472	0,0465	0,9091	40	70	5,53	"	"
	2'	7,223	0,052	0,9046	37,4	74,86	6,00	"	"
7	1'	6,472	0,0465	0,9091	40	70	5,53	"	"
	2'	7,223	0,052	0,9046	37,4	74,86	6,00	"	"
6	1'	6,472	0,0465	0,9091	40	70	5,53	"	"
	2'	7,223	0,052	0,9046	37,4	74,86	6,00	"	"
5	1'	6,472	0,0465	0,9091	40	70	5,53	"	"
	2'	7,223	0,052	0,9046	37,4	74,86	6,00	"	"
4	1'	6,472	0,0465	0,9091	40	70	5,53	"	"
	2'	7,223	0,052	0,9046	37,4	74,86	6,00	"	"
3	1'	6,472	0,0465	0,9091	40	70	5,53	"	"
	2'	7,223	0,052	0,9046	37,4	74,86	6,00	"	"
2	1'	6,472	0,0465	0,9091	40	70	5,53	"	"
	2'	7,223	0,052	0,9046	37,4	74,86	6,00	"	"
1	1'	6,472	0,0488	0,9077	39,2	71,42	5,73	8,04	4 T16
	2'	7,223	0,052	0,9031	36,6	76,50	6,42	"	"

VERIFICATIONS DIVERSES

A. VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$- h_e = 50 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{520}{16} = 32,5 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

$$- h_e > \frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0} \quad \text{on prend la travée la plus longue et la plus sollicitée.}$$

$$M_0 = 10,82 \text{ t.m}$$

$$M_t = 7,47 \text{ t.m.}$$

$$h_e > \frac{1}{10} \cdot \frac{7,47}{10,82} \cdot 520 = 35,9 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

$$- A \leq bh \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \text{avec} \quad A = 8,04 \text{ cm}^2 < 35,46 \cdot \frac{43}{4200} = 16,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc aucune justification de la flèche n'est nécessaire.

B. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

$$A_{min} = 6,16 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot bh \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

C. CONDITIONS AUX APPUIS : * on doit vérifier tout d'abord que
 $c \geq c_0 = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b}$ $c = a - (d+r) = 60 - (4+8,8) = 47,2 \text{ cm}$.

NIV	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
T(k)	8,404	9,371	10,324	11,129	12,118	12,859	13,637	14,273	14,462	13,362
C(cm)	47,2	47,2	47,2	47,2	47,2	47,2	47,2	47,2	47,2	47,2
Co(cm)	4,67	5,20	5,73	6,18	6,74	7,14	7,58	7,93	7,93	7,42

* Armatures inférieures : on doit vérifier que $A \geq T/\bar{\sigma}_a + M/3\bar{\sigma}_a$

NIV	APPUIS	T(k)	M(t.m)	$T/\bar{\sigma}_a + M/3\bar{\sigma}_a$	A
10	1	8,034	0,202	2,03	6,16
	2	8,735	-1,119	1,375	"
	3	8,404	-0,194	1,886	"
9	1	9,108	2,150	3,440	"
	2	9,572	1,254	3,020	"
	3	9,371	1,625	3,200	"
8	1	10,160	4,670	5,200	"
	2	10,510	3,780	4,750	"
	3	10,324	4,102	4,900	"
7	1	11,042	7,081	6,840	8,42
	2	11,315	5,753	6,120	"
	3	11,129	6,385	6,440	"
6	1	12,118	9,752	8,690	10,68
	2	12,346	8,323	7,890	"
	3	12,080	8,853	8,140	"
5	1	12,859	11,330	9,810	"
	2	13,087	10,355	9,800	"
	3	12,762	10,44	9,250	"
4	1	13,637	14,038	11,600	12,31
	2	13,865	11,435	10,100	"
	3	13,463	13,034	10,961	"
3	1	14,273	14,743	12,170	"
	2	14,501	13,826	11,650	"
	3	14,006	13,567	11,400	"
2	1	14,462	15,238	12,00	"
	2	14,690	14,251	11,980	"
	3	14,203	14,178	11,810	"
1	1	13,362	11,501	10,020	10,68
	2	13,553	10,256	9,32	"
	3	13,196	10,166	9,180	"

D. ARMATURES TRANSVERSALES :

on utilise pour les armatures transversales des $\phi 8$ en FeE24 ; soit deux cadres $\rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

Les efforts tranchants maximaux sont sous la sollicitation du second genre (SP2)

$$\bar{\sigma}_{b0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

on doit vérifier à chaque fois si $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$, puis calculer les espacements des cadres en zone modale et en zone constante tout en se

NIV	T ^{max} (SP2)	σ _b '	σ _b	σ _b ⁻	σ _{at}	A _E	E _{calculé}	t adopté	
								Z _N	Z _C
10	8.735	74.80	6.190	30.975	2400	2.01	22.22	11	18
9	9.572	89.31	6.79	"	"	"	20.28	"	18
8	10.51	104.8	7.45	30.80	"	"	18.47	"	"
7	11.315	126.4	8.02	28.94	"	"	17.16	"	"
6	12.346	135.9	8.75	28.12	"	"	15.72	"	"
5	13.087	149.4	9.28	26.96	"	"	14.83	"	"
4	13.865	163.4	9.83	25.75	"	"	14.00	"	"
3	14.501	170	10.28	25.26	"	"	13.4	"	"
2	14.69	167	10.41	25.45	"	"	13.2	"	"
1	13.553	156	9.60	26.44	"	"	14.32	"	"

Remarque: Dans chaque cas $\sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ on utilise des cadres droits.

E. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Dans ce cas on doit vérifier les contraintes en appuis supérieurs, en appuis inférieurs et en travée.

Pour les sections en appuis : on doit avoir $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (SP2)
 $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2$ (SP2)

Pour les sections en travée : on doit avoir $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (SP1)
 $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ (SP2).

Dans chaque cas, les vérifications sont satisfaites \Rightarrow les contraintes sont vérifiées.

FERAILLAGE DES POTEAUX

Les combinaisons des charges sismiques et verticales dans les poteaux sont :

- $G + 1,2P$ (SP1)
- $G + P \pm 1,2E$ (SP2). et $0,8G \pm E$ (SP2).

A. CALCUL DU POTEAU PC6. (Poteau de rive).

1. Moments Dans le poteau (Sens Longitudinal).

NIV	Pot	G + 1,2P		0,8G+E		0,8G-E		G + P + 1,2E		G + P - 1,2E	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
10	C ₆	0,0484	-0,0545	2,598	1,752	-2,525	-1,834	3,122	2,097	-3,027	-2,205
9	C ₆	0,061	-0,058	4,906	3,930	-4,814	-4,02	5,892	1,710	-5,772	-4,827
8	C ₆	0,058	-0,058	7,032	5,953	-6,942	-6,043	8,443	7,140	-8,326	-7,256
7	C ₆	0,058	-0,058	8,480	8,391	-8,391	-8,481	10,181	10,064	-10,064	-10,181
6	C ₆	0,058	-0,058	10,299	10,210	-10,210	-10,299	12,364	12,250	-12,248	-12,364
5	C ₆	0,058	-0,058	11,953	11,860	-11,860	-11,953	14,348	14,231	-14,232	-14,348
4	C ₆	0,058	-0,058	13,452	13,363	-13,363	-13,452	16,148	16,031	-16,031	-16,148
3	C ₆	0,058	-0,058	14,778	14,689	-14,689	-14,778	17,739	17,622	-17,623	-17,739
2	C ₆	0,058	-0,058	15,752	15,660	-15,660	-15,752	18,906	18,790	-18,790	-18,906
1	C ₆	0,0799	-0,051	5,907	17,185	-5,75	-17,268	7,058	20,625	-6,90	-20,726

2. MOMENTS DANS le Poteau. (Sens transversal)

NIV	Pot	G + 1,2P		0,8G+E		0,8G-E		G + P + 1,2E		G + P - 1,2E	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
10	C ₆	3,898	-2,108	5,086	-0,992	0,194	-1,510	6,733	-1,287	0,862	-2,327
9	C ₆	2,365	-2,250	5,446	2,686	-2,618	-2,776	7,089	-0,425	-2,563	-3,881
8	C ₆	2,250	-2,250	6,671	7,514	-4	-3,983	8,555	1,023	-4,249	-5,329
7	C ₆	2,250	-2,250	7,746	9,201	-5,074	-5,295	9,845	2,598	-5,539	-6,903
6	C ₆	2,250	-2,250	8,902	6,230	-6,23	-6,38	11,232	3,900	-6,926	-8,205
5	C ₆	2,250	-2,250	9,404	5,260	-6,732	-7,932	11,83	5,762	-7,528	-10,068
4	C ₆	2,250	-2,250	10,446	6,112	-7,774	-8,784	13,085	6,784	-8,779	-11,090
3	C ₆	2,250	-2,250	10,127	8,104	-7,455	-10,776	12,918	9,175	-8,396	-13,481
2	C ₆	2,250	-2,250	8,746	10,853	-6,074	-13,102	11,045	12,585	-6,739	-16,161
1	C ₆	2,985	-1,192	2,915	16,448	0,688	-17,888	4,198	19,457	1,526	-21,745

3. EFFORTS NORMAUX DANS LE POTEAU (Sens longitudinal)

NIV	Pot	G + 1,2 P		0,8 G + E		0,8 G - E		G + P + 1,2 E		G + P - 1,2 E	
		N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
10	C6	3,137	3,137	2,669	2,669	2,10	2,10	3,454	3,454	2,768	2,768
9	C6	5,299	8,436	4,513	7,183	3,527	5,627	5,845	9,298	4,661	7,429
8	C6	5,297	13,733	4,924	12,106	3,117	8,744	6,335	15,640	4,166	11,595
7	C6	5,297	19,03	5,681	17,788	2,359	11,103	7,244	22,877	3,256	14,85
6	C6	5,297	24,325	5,470	23,258	2,567	13,67	6,995	29,872	3,506	18,36
5	C6	5,297	29,622	5,734	29	2,307	15,97	7,307	37,179	3,193	21,55
4	C6	5,297	34,919	5,730	34,722	2,310	18,287	7,303	44,48	3,198	24,75
3	C6	5,297	40,216	6,159	40,89	1,882	20,169	7,818	52,30	2,684	27,43
2	C6	5,297	45,512	5,773	46,65	2,267	22,436	7,355	59,66	3,146	30,57
1	C6	5,504	51,016	5,868	52,52	2,339	24,775	7,677	67,33	3,242	33,82

4. EFFORTS NORMAUX DANS LE POTEAU (Sens transversal)

NIV	Pot	G + 1,2 P		0,8 G + E		0,8 G - E		G + P + 1,2 E		G + P - 1,2 E	
		N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
10	C6	7,785	7,785	6,255	6,255	4,292	4,292	8,567	8,567	6,604	6,604
9	C6	8,166	15,951	6,715	12,970	2,981	7,273	9,682	18,249	5,948	12,552
8	C6	8,171	24,122	7,850	20,820	1,845	9,118	10,824	29,073	4,815	17,367
7	C6	"	32,293	8,820	29,640	0,879	9,997	11,790	40,863	3,849	21,216
6	C6	"	40,464	9,962	39,602	-0,262	10,259	12,932	53,795	2,708	23,924
5	C6	"	48,635	10,780	50,382	-1,080	11,339	13,750	67,545	1,889	25,813
4	C6	"	56,806	11,621	62,003	-1,921	13,260	14,591	82,136	1,048	26,861
3	C6	"	64,977	12,273	74,276	-2,573	15,833	15,243	97,375	0,397	27,258
2	C6	"	73,148	12,510	86,786	-2,810	18,643	15,479	112,858	0,160	27,418
1	C6	8,596	81,744	11,128	97,914	-0,756	19,400	14,186	127,044	2,301	29,719

Les poteaux seront calculés en flexion composée, sous un effort normal N et un moment flechissant M . En tête et à la base du poteau dans les deux sens transversaux et longitudinal.

Section entièrement comprimée : Quand l'effort normal N est appliqué à l'intérieur du noyau central, et que N soit un effort de compression.

$$e_0 = \frac{M}{N} < e_1 = \frac{ht}{6}$$

Section partiellement comprimée : Ce cas se présente quand l'effort normal est un effort de compression, et il est appliqué en dehors du noyau central.

$$\text{soit } e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6}$$

M : moment flechissant par rapport au centre de gravité du béton seul.

On fera le calcul de la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_f = N \cdot e$ avec $e = e_0 + (\frac{ht}{2} - d)$.

puis on calculera la section d'acier en flexion composée soit :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a}$$

A_{fc} : section d'acier en F.C

A_{fs} : section d'acier en F.S.

Contraintes admissibles de compression :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} & \text{si } e_0 > \frac{ht}{2} \\ \bar{\sigma}'_b = (1 + e_0/3e_1) \bar{\sigma}'_{b0} & \text{si } e_0 < \frac{ht}{2} \end{cases}$$

sous SP1 : $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

sous SP2 : $\bar{\sigma}'_{b0} = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

POTEAU PC6 (sens Longitudinal)

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{45}{6} = 0,075 \text{ m}$$

NIV	SP1					SP2					SP2				
	N	M	e_0	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N^{max}	M^{cor}	e_0	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N^{min}	M^{cor}	e_0	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$
10	3,137	0,0545	0,017	E.C	73,67	3,454	3,122	0,900	P.C	205,5	2,100	2,525	1,02	P.C	205,5
9	8,436	0,061	0,0072	E.C	70,70	9,298	5,892	0,633	P.C	205,5	5,627	4,814	0,855	P.C	205,5
8	13,732	0,058	0,0042	E.C	69,78	15,640	8,443	0,539	P.C	205,5	8,744	6,942	0,793	P.C	205,5
7	19,03	0,058	0,0030	E.C	69,42	22,877	10,181	0,445	P.C	205,5	11,103	8,480	0,763	P.C	205,5
6	24,325	0,058	0,0023	E.C	69,22	29,872	12,364	0,413	P.C	205,5	13,670	10,299	0,753	P.C	205,5
5	29,622	0,058	0,0019	E.C	69,09	37,179	14,348	0,386	P.C	205,5	15,970	11,953	0,748	P.C	205,5
4	34,919	0,058	0,0016	E.C	69,00	44,483	16,148	0,363	P.C	205,5	18,287	13,452	0,735	P.C	205,5
3	40,216	0,058	0,0014	E.C	68,93	52,300	17,739	0,339	P.C	205,5	20,168	14,778	0,732	P.C	205,5
2	45,512	0,058	0,0013	E.C	68,88	59,655	18,906	0,316	P.C	205,5	22,436	15,752	0,702	P.C	205,5
1	51,016	0,08	0,0015	E.C	68,97	67,332	20,625	0,306	P.C	205,5	24,775	17,268	0,696	P.C	205,5

POTEAU PC6 : Sens transversal

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{60}{6} = 10\text{cm} = 0,10\text{m}$$

NIV	SP1					SP2					SP2				
	N	M	e ₀	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{Corr}	e ₀	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{Corr}	e ₀	Soll.	$\bar{\sigma}'_b$
10	7,785	3,898	0,500	P.C	137	8,567	6,733	0,786	P.C	205,5	4,242	1,51	0,351	P.C	205,5
9	15,951	2,365	0,148	P.C	102,3	18,249	7,089	0,388	P.C	205,5	7,273	2,776	0,381	P.C	205,5
8	24,122	2,250	0,093	E.C	89,735	29,073	8,555	0,294	P.C	203,5	9,118	4,00	0,438	P.C	205,5
7	32,29	2,250	0,069	E.C	84,255	40,863	9,845	0,240	P.C	185,04	9,997	5,295	0,529	P.C	205,5
6	40,46	2,250	0,055	E.C	81,05	53,795	11,232	0,209	P.C	174,42	10,259	6,38	0,621	P.C	205,5
5	48,64	2,250	0,046	E.C	79,00	67,545	11,830	0,175	P.C	162,76	11,339	7,93	0,699	P.C	205,5
4	56,81	2,250	0,039	E.C	77,40	82,136	13,085	0,159	P.C	157,28	13,26	8,78	0,662	P.C	205,5
3	64,97	2,250	0,035	E.C	76,50	97,375	12,918	0,132	P.C	148,03	15,83	10,78	0,680	P.C	205,5
2	73,15	2,250	0,030	E.C	75,35	112,858	12,585	0,111	P.C	140,83	18,64	13,10	0,702	P.C	205,5
1	81,74	2,285	0,036	E.C	76,72	127,044	19,457	0,153	P.C	155,22	19,400	17,89	0,922	P.C	205,5

CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

Sens longitudinal :

Soll.	Partiellement comprimée (P.C) N ^{max} - M ^{Corr}									
Niv	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
N(t)	3,454	9,298	15,640	22,877	29,872	37,179	44,483	52,300	59,655	67,332
M(t.m)	3,122	5,892	8,443	10,181	12,364	14,348	16,148	17,739	18,906	20,625
e ₀ (m)	0,900	0,633	0,539	0,445	0,413	0,386	0,363	0,339	0,316	0,306
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
e(m)	1,085	0,818	0,724	0,630	0,598	0,571	0,548	0,524	0,501	0,491
M ^f (t.m)	3,747	7,605	11,323	14,413	17,863	21,229	24,376	27,405	29,887	33,060
α	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423
γ	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858
K	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29
M _{RB} (t.m)	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,530
ΔM	0	3,075	6,793	9,882	13,333	16,699	19,846	22,875	25,357	28,53
A ^{fs} (cm ²)	2,53	5,045	7,437	9,425	11,645	13,811	15,836	17,786	19,383	21,425
A ^{'fs} (cm ²)	0	3,504	7,741	11,26	15,19	19,03	22,61	26,069	28,89	32,51
A _{sc} (cm ²)	1,707	2,831	3,713	3,978	4,532	4,958	5,244	5,333	5,179	5,393
A _{sc} = A _{fs}	0	3,504	7,741	11,26	15,19	19,03	22,61	26,069	28,89	32,51

Soll.	Partiellement Comprimée (P.C)										$N^{max} - M^{corr}$	$d = d' = 4 \text{ cm}$
NiV	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1		
N(t)	2,10	5,627	8,744	11,103	13,67	15,97	18,29	20,168	22,436	24,775		
M(t.m)	2,525	4,814	6,942	8,480	10,299	11,953	13,452	14,778	15,752	17,268		
e_0 (cm)	1,020	0,855	0,793	0,763	0,753	0,748	0,735	0,732	0,702	0,696		
$\bar{\sigma}_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5		
e(cm)	1,205	1,040	0,978	0,948	0,938	0,933	0,92	0,917	0,887	0,881		
M^{\ddagger} (t.m)	2,531	5,852	8,551	10,525	12,822	14,90	16,824	18,494	19,900	21,827		
α	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423		
γ	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858	0,858		
K	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29	37,29		
M_{RB} (t.m)	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53		
ΔM	0	1,322	4,021	5,995	8,292	10,37	12,294	13,964	15,370	17,297		
A_{fs} (cm ²)	1,713	3,916	5,653	6,923	8,402	9,739	10,977	12,051	12,956	14,196		
A'_{fs} (cm ²)	0	1,50	4,58	6,83	9,44	11,810	14,01	15,84	17,51	19,71		
A_{fc} (cm ²)	1,218	2,576	3,571	4,279	5,147	5,936	6,622	7,249	7,614	8,30		
$A'_{fc} = A'_{fs}$	0	1,50	4,58	6,83	9,44	11,81	14,01	15,84	17,51	19,71		

Sens transversal :

Soll.	Partiellement Comprimée (P.C)										$N^{max} - M^{corr}$	$d = d' = 4 \text{ cm}$
NiV	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1		
N(t)	8,567	18,249	29,073	40,863	53,195	67,745	82,136	97,375	112,858	127,044		
M(t.m)	6,733	7,089	8,555	9,845	11,232	11,830	13,085	12,918	12,585	19,457		
e_0 (cm)	0,786	0,388	0,294	0,240	0,209	0,175	0,159	0,132	0,111	0,153		
$\bar{\sigma}_b$	205,5	205,5	203,54	185,04	174,42	162,76	157,28	148,03	140,83	155,22		
e(cm)	1,046	0,648	0,554	0,500	0,469	0,435	0,419	0,392	0,371	0,413		
M^{\ddagger} (t.m)	8,961	11,825	16,106	20,451	25,230	29,469	34,415	38,171	41,870	52,469		
α	0,423	0,423	0,420	0,398	0,384	0,368	0,359	0,346	0,334	0,356		
γ	0,858	0,858	0,86	0,867	0,872	0,877	0,880	0,885	0,888	0,881		
K	37,37	37,37	36,76	31,92	29,20	26,26	24,84	22,66	20,88	24,34		
M_{RB}	52,74	52,74	51,87	45,04	41,204	37,058	35,05	31,98	29,461	34,54		
ΔM	0	0	0	0	0	0	0	6,191	12,409	18,169		
A_{fs}	4,43	5,85	7,96	10,02	12,30	14,28	16,617	18,198	19,788	24,873		
A'_{fs}	0	—	—	—	—	—	—	6,756	14,370	18,732		
A_{fc}	2,39	1,505	1,057	0,29	-0,5	-1,85	-2,93	-4,98	-12,5	-11,52		
A'_{fc}	0	—	—	—	—	—	—	6,756	14,370	18,732		

Soll.	Partiellement comprimé									
	N ^{min} - M ^{corr.}									
Niv	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
N (t)	4,292	7,273	9,118	9,987	10,259	11,339	13,26	15,833	18,643	19,4
M (t.m)	1,510	2,776	4,00	5,295	6,38	7,932	8,784	10,776	13,102	17,888
e ₀ (cm)	0,351	0,381	0,438	0,529	0,621	0,699	0,662	0,68	0,702	0,922
$\bar{\sigma}_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
e (cm)	0,611	0,641	0,698	0,789	0,881	0,959	0,922	0,94	0,962	1,182
M ^f (t.m)	2,622	4,662	6,364	7,889	9,038	10,874	12,225	14,833	17,934	22,93
α	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423	0,423
γ	0,860	0,860	0,860	0,860	0,860	0,860	0,86	0,860	0,86	0,86
K	37,370	37,37	37,37	37,37	37,37	37,37	37,37	37,37	37,37	37,37
M _{RB} (t.m)	52,740	52,740	52,740	52,740	52,740	52,740	52,740	52,74	52,74	52,74
ΔM	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A ^{ss} (cm ²)	1,30	2,30	3,14	3,90	4,47	5,38	6,04	7,36	8,86	11,33
A _{fs} (cm ²)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A _{fc} (cm ²)	0,27	0,56	0,97	1,52	2,03	2,68	2,88	3,59	4,42	6,71
A _{fc} (cm ²)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

CHOIX DES ARMATURES LONGITUDINALES "Poteau PC6"

Recommandations du RPA 81 : - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

- Le pourcentage minimal est de $\begin{cases} 0,8\% \text{ en zone I} \\ 1\% \text{ en zone II} \end{cases}$
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone II.
- Le diamètre minimal à utiliser dans les barres est de 14 mm (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone (II)
- Ne pas faire de recouvrement dans la zone nodale.

Dans notre cas : $S = 45 \times 60 = 2700 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 27 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 108 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Solicitation	SP2		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté}	Ø	
	A _L = A'	A _T = A'				Long.	transv.
Niveau	A _L = A'	A _T = A'	27	108			
10	1,707	2,39	"	"	28,64	2(2T20+3T16)	2(2T20+1T16)
9	3,504	1,505	"	"	28,64	2(2T20+3T16)	2(2T20+1T16)
8	7,741	1,037	"	"	28,64	2(2T20+3T16)	2(2T20+1T16)
7	11,260	1,52	"	"	30,90	2(3T20+2T16)	2(2T20+1T16)
6	15,19	2,03	"	"	30,90	2(3T20+2T16)	2(2T20+1T16)
5	19,03	2,68	"	"	30,90	2(3T20+2T16)	2(2T20+1T16)
4	22,61	2,88	"	"	37,68	2(5T20)	2(3T20)
3	22,069	6,756	"	"	37,68	2(5T20)	2(3T20)
2	28,89	14,37	"	"	58,9	2(5T25)	2(3T25)
1	32,51	18,732	"	"	58,9	2(5T25)	2(3T25)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT:

1/ Poteau de rive P_{CG}:

$$\tau_b = \frac{nT}{bz} < \bar{\tau}_b = 0,15 \cdot \sigma_{28}$$

$$n = \begin{cases} 2 & \rightarrow \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée} \geq 15 \\ 3 & \rightarrow \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée} < 15 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \begin{cases} I = \text{moment d'inertie de la section} \\ B = \text{Surface du poteau (section)} \end{cases}$$

$$T = \max(T_l^{\max}, T_T^{\max})$$

T_l^{\max} : effort tranchant longitudinal max pour tous les niveaux
 T_T^{\max} : effort tranchant transversal max pour tous les niveaux.

Pot	l(cm)	I(m ⁴)	B(m ²)	i	λ	n	T(t)	z(cm)	τ _b	τ̄ _b
P _{CG}	2,142	45,6 × 10 ⁴	0,27	0,173	23,5	2	11,179	49	10,64	41,25

ARMATURES TRANSVERSALES:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées conformément aux règles du (RPA 81): $\frac{A_t}{s} = \frac{1,25 T}{h_s \sigma_{en}} \Rightarrow A_t = \frac{1,25 T \cdot t}{h_s \sigma_{en}}$

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par:

$$A_t = 0,004 \cdot t \cdot b_1 \quad (\text{zone II})$$

$t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodale, soit $\begin{cases} 12 \text{ cm} & (\text{zone nodale}) \\ 18 \text{ cm} & (\text{zone courante}) \end{cases}$

$t \leq 12\phi$ en zone courante.

$$A_t^{\min} = 0,004 \cdot 12 \cdot 60 = 2,88 \text{ cm}^2$$

on adoptera alors 2 cadres + 1 épingle (3,015 cm²).

2/ Poteau central. P_{B6}:

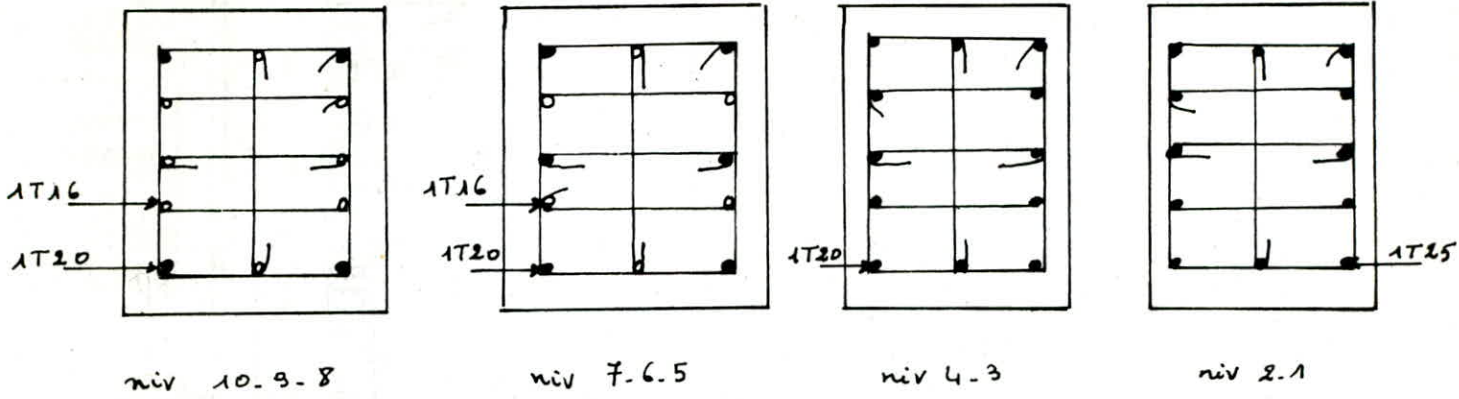
$$T = \max(T_l^{\max}, T_T^{\max}) = 12,748 t.$$

Pot	l(cm)	I(m ⁴)	B(m ²)	i	λ	n	T(t)	z(cm)	τ _b	τ̄ _b
P _{B6}	2,142	45,6 × 10 ⁴	0,27	0,173	23,2	2	12,748	49	11,56	41,25

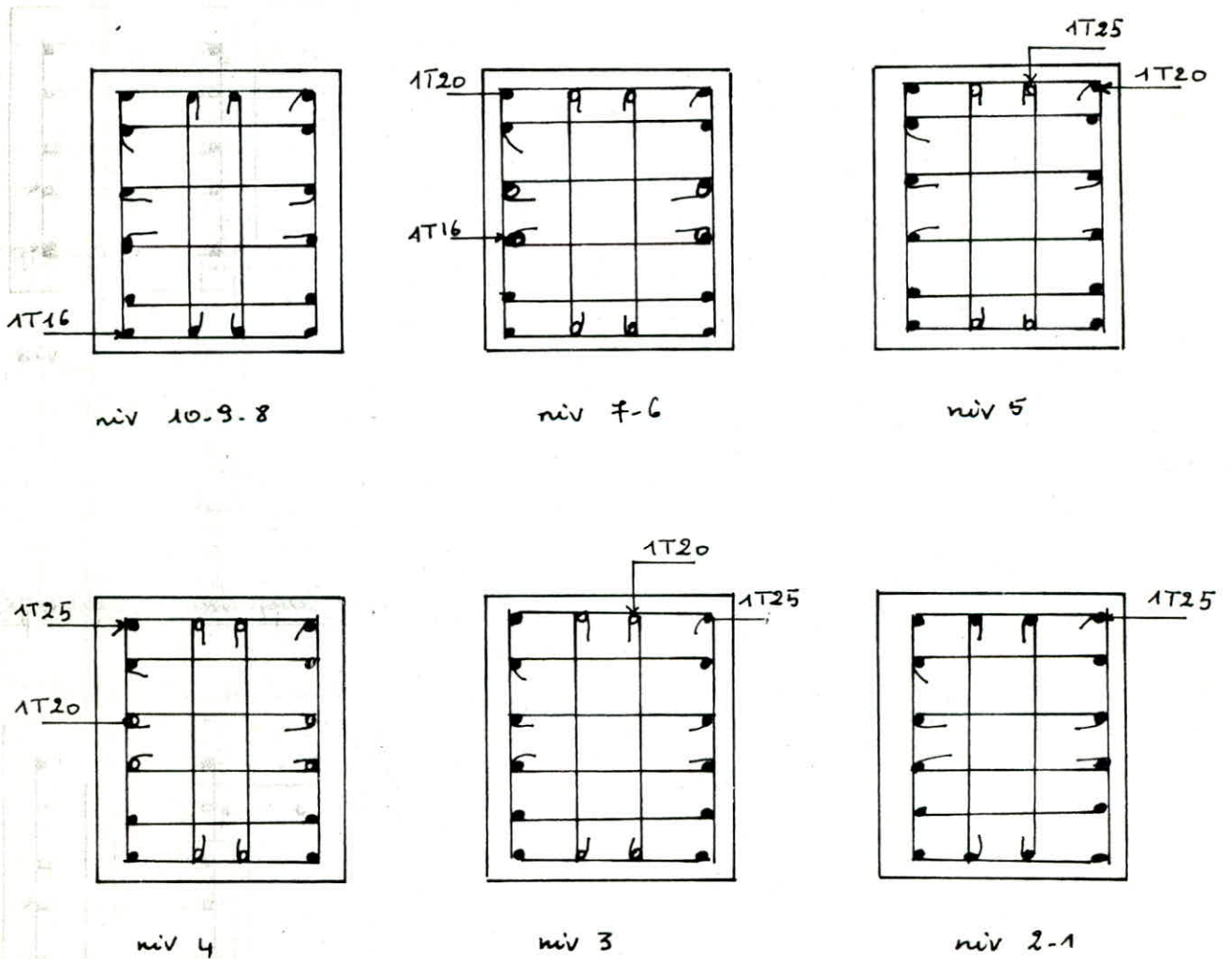
Dans chaque cas on a $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ on peut utiliser des cadres et des étriers (épingle) écrits.

Espacements : $\begin{cases} 12 \text{ cm} & (\text{zone nodale}) \\ 18 \text{ cm} & (\text{zone courante}) \end{cases}$ à chaque niveau " " "

Disposition pratique : poteau P_c 6

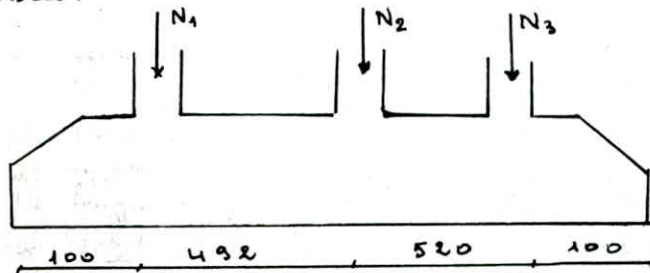


Disposition pratique : poteau P_B 6



Fondations

Le terrain sur lequel doit être fondé le bâtiment a pour contrainte admissible $\bar{\sigma}_s = 2,05 \text{ Kg/cm}^2$ à 2m de profondeur, la densité du sol $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$. On disposera au dessous des semelles une couche de béton de propriété de 10cm. Le type de fondation retenu est une semelle filante rigide sous 3 poteaux. D_s le sens transversal :



Le bâtiment étant implanté dans une zone sismique (zone II) on fera le calcul sous les sollicitations Sp_1 et on fera les vérifications sous les sollicitations Sp_2 .

Dimensionnement de la semelle

sous Sp_1

$$N_1 = 77,06 \text{ t}$$

$$N_2 = 163,91 \text{ t}$$

$$N_3 = 83,84 \text{ t}$$

$$R = N_1 + N_2 + N_3 = 324,81 \text{ t}$$

soit L : longueur de la semelle = 12,12m
 B : largeur de la semelle

Calcul de B :

$$s = RL \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s} \rightarrow B \geq \frac{R}{L \bar{\sigma}_s} = 130 \text{ cm}$$

on prend $B = 200 \text{ cm}$

Condition de non poinçonnement

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{R}{\bar{\sigma}_b}} = 1,44 \sqrt{\frac{324,81 \cdot 10^3}{68,5}} = 99 \text{ cm}$$

on prend $h = 100 \text{ cm} \rightarrow h_t = 105 \text{ cm} \rightarrow d = 5 \text{ cm}$

Calcul de la longueur élastique

Le calcul de cette longueur élastique nous permet de connaître la loi de répartition des contraintes sur le sol

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

$I = 19293750 \text{ cm}^4$ I : moment d'inertie de la semelle
 $E = 2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ E : module d'élasticité du béton
 $K = 4 \text{ Kg/cm}^5$ K : coef de raideur du sol
 B : largeur de la semelle

$$l_e = 372,69 \text{ cm}$$

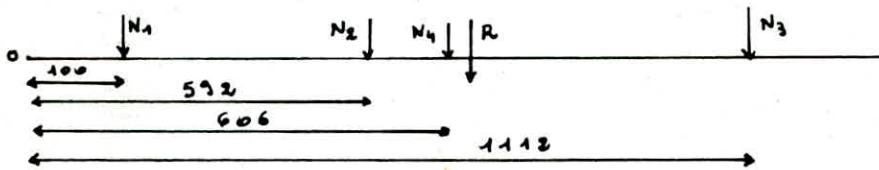
pour avoir une répartition linéaire des contraintes sur le sol il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$l < \frac{\pi}{2} l_e \quad l: \text{étant l'entre-axe des poteaux}$$

$$5,2 < \frac{\pi}{2} \cdot 3,72 = 5,84 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Bilan et position des efforts sur la semelle

pois propre de la semelle : 47,722 t
 poids des terres : 41,45 t
 $N_4 = 89,17 \text{ t}$



distance de la résultante R = 413,38 t par rapport à 0 : $x = 6,08 \text{ m}$

excentricité $e = |6,06 - 6,08| = 0,02 \text{ m}$

$e < \frac{L}{4} \rightarrow$ la semelle est stable

calcul de σ_1 et σ_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{tot}}}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{G \cdot e}{L} \right)$$

$$\sigma_1 = 1,72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = 1,69 \text{ " } < \bar{\sigma}_s$$

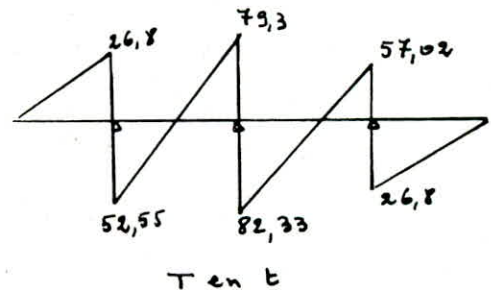
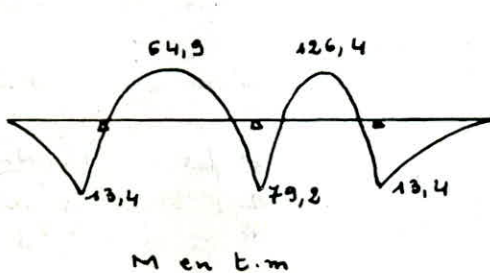
Donc le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis

Ferailage de la semelle : sans longitudinal

on supposera une répartition uniforme des contraintes d'intensité q

$$q = \frac{324,81}{13,12} = 26,8 \text{ t/ml}$$

Diagramme M et T : en utilisant la méthode des 3 moments on obtient :



Calcul des armatures longitudinales

en appui $M = 79,2 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 79,2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 200 \cdot 100^2} = 0,0212 \rightarrow \kappa = 63,5, E = 0,9363$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 44,09 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

nous n'avons pas besoin d'armatures comprimées

$$A = \frac{M}{\sigma_s} = 30,2 \text{ cm}^2 \quad \text{on adoptera } 10 \text{ T}20 \quad (A = 31,41 \text{ cm}^2)$$

entravée

$$M: 126,4 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 126,4 \cdot 10^5}{2800 \cdot 200 \cdot 100^2} = 0,0338 \rightarrow K = 48,4$$

$$E = 0,9211$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{48,4} = 57,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$A = \frac{M}{Eh\bar{\sigma}_a} = 49 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera } 16 \text{ T}20 \text{ (} A = 50,24 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Armatures transversales

$$T_{\max} = 82,33 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b_s} = \frac{82,33 \cdot 10^3}{200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 100} = 4,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \text{ donc } \sigma_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ on peut donc utiliser des cadres et des étriers \perp à la ligne moyenne.

calcul de l'espacement:

$$t \leq \frac{A t_s \bar{\sigma}_a}{T}$$

$$\bar{\sigma}_a = f_{at} \bar{\sigma}_a \text{ avec } f_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}; \left(1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \right\} = \frac{2}{3}$$

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

$$t \leq \frac{3,14 \cdot \frac{7}{8} \cdot 100 \cdot 2800}{82,33 \cdot 10^3} = 10 \text{ cm} \text{ on choisit (2 cadres } \phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

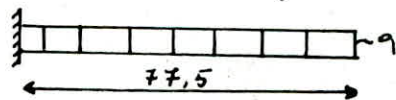
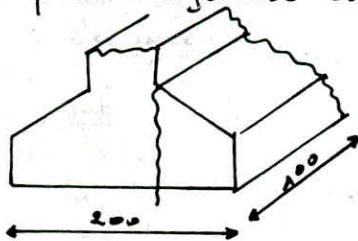
espacement admissible

$$t = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2 \cdot 100 = 20 \text{ cm} \\ (1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b})h = 76 \text{ cm} \end{cases}$$

on prendra $t = 15 \text{ cm}$

Calcul des armatures dans le sens transversal

le calcul se fait pour une bande de 1m, en utilisant la méthode des consoles. La section la plus dangereuse est celle de l'encastrement.



$$q = \bar{\sigma}_a \cdot 1 = 17,1 \text{ t/ml}$$

$\bar{\sigma}_a$ calculé précédemment

$$M_{\max} = q \frac{l^2}{2} = \frac{17,1 \cdot 0,775^2}{2} = 5,13 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = \frac{17,1 \cdot 0,775}{2} = 13,25 \text{ t}$$

en utilisant la méthode de P. Charon, on trouve :

$$A = 1,87 \text{ cm}^2$$

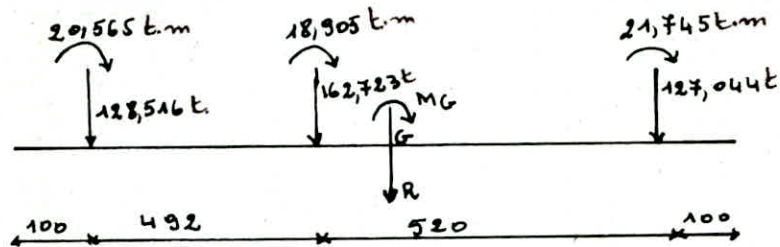
on adoptera 6T12/ml ($A = 6,78 \text{ cm}^2$)
espacement $e = 18 \text{ cm}$

Vérification du cisaillement au niveau de l'encastement

$$\tau_b = \frac{T}{b_3} = \frac{13,25 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 100} = 1,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

Vérification sous S_p2



R et M_G étant les éléments de réduction au centre G de gravité de la semelle

Vérification des contraintes du sol

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{BL} \pm \frac{MG \cdot L/2}{I}$$

$$R = 424,40 \text{ t}$$

$$MG = 30,98 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{424,40 \cdot 10^3}{200 \cdot 1212} \pm \frac{30,98 \cdot 10^5}{296,73 \cdot 10^5} \cdot 606$$

$$\sigma_1 = 1,81 \text{ Kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,69 \text{ " } < 1,5 \bar{\sigma}_s = \text{ " }$$

Voile périphérique

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations et le niveau de base en zone II. Il doit supporter la pression latérale due aux terres.

Le voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm
- les armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $\geq 0,2\%$ de la section transversale totale du béton avec un recouvrement $\geq 50\%$
- équerre de renforcement dans les angles.
- armatures longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par mètre linéaire de hauteur

Ferailage

- la hauteur $h = 200$ cm
- l'épaisseur $e = 20$ cm

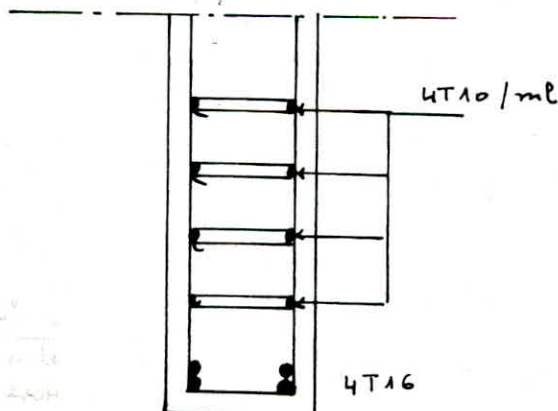
les armatures longitudinales :

$$A_p = \frac{0,2}{100} \times 200 \times 20 = 8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

les armatures de peau :

4T10 / ml

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2 \text{ cm}^2$$



Longrines

On prévoit des longrines entre les semelles dans les 2 sens du bâtiment (voir vue en plan du bât), les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $N/15$ (pour les terrains de consistance moyenne) où N est l'effort axial du poteau en question (RPA 81 art 4.2.3.3)

Dimensionnement et ferrailage

$$N = \frac{163910}{15} = 10927 \text{ Kg}$$

- section d'acier $A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{10927}{2800} = 3,90 \text{ cm}^2$

on choisit 4T14 ($A = 6,16 \text{ cm}^2$)

- condition de non fragilité

$$B_f \leq \frac{A \sigma_{en}}{\sigma_{28}} = \frac{6,16 \times 4200}{23,2} = 1115,2 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sqrt{B_f} = 33,4 \text{ cm}$$

Donc on choisit des longrines de dimensions $35 \times 35 \text{ (cm)}$

Verification à la fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,16}{35 \times 35} = 0,005$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \eta \sigma_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \eta \sigma_b}{\phi}}$$

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

on trouve $\sigma_1 = 816 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 2414 \text{ ''}$

$$\text{donc } \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2414 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

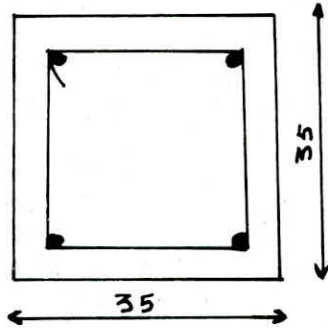
on calcule donc σ_a

$$\sigma_a = \frac{N}{A} = \frac{10927}{6,16} = 1773,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2414 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_a = 1773,86 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures transversales

on adoptera un cadre $\phi 8$ par section avec un espacement de 15cm

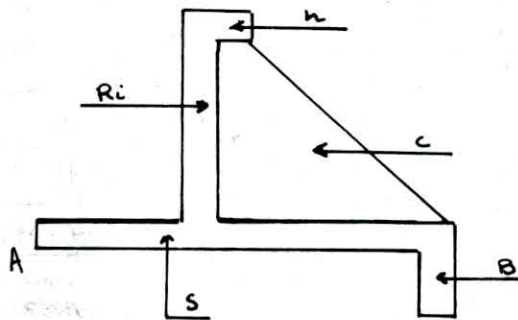


Armatures

on " "

Mur de soutènement

Présentation du mur de soutènement



Le mur de soutènement que nous avons prévu est destiné à maintenir les terres. Il se compose d'éléments suivants :

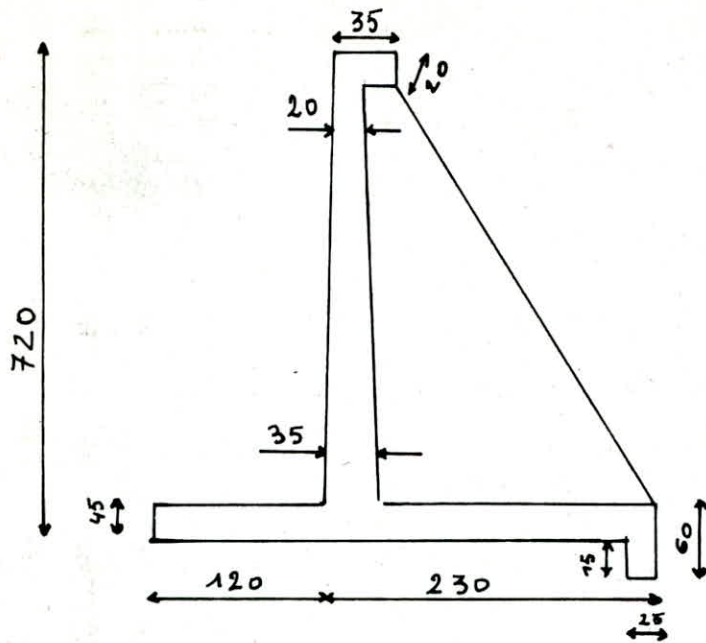
- un rideau R_i qui reçoit la poussée des terres et qui est terminé à la partie supérieure par une nervure de raidissement n
- une semelle S qui sert de fondation à l'ouvrage et qui déborde en avant du rideau jusqu'au point A de manière à assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol. Du côté des terres la semelle est terminée par une nervure B appelée bêche qui par l'ancrage qu'elle réalise dans le sol s'oppose au glissement de l'ouvrage.
- vue la hauteur importante du mur, nous avons prévu des contreforts C régulièrement espacés de 3m qui sont destinés à solidariser le rideau et la semelle et à maintenir ainsi les positions relatives de ces éléments.

Forces à tenir en compte :

- le poids propre du mur, le poids du terrain se trouvant sur la semelle, le poids de la semelle.
soit P la résultante de ces forces.
- la poussée des terres Q

Calcul du mur de soutènement avec contreforts

Son dimensionnement nous donne la représentation suivante :



1. Détermination de la poussée horizontale des terres φ

$$\varphi = A \Delta \frac{h^2}{2}$$

A: coefficient numérique fonction de l'angle φ du talu naturel des terres, de l'inclinaison du mur et de l'inclinaison du remblai au dessus du plan horizontal passant par le sommet du mur.

Δ : poids spécifique des terres

h: hauteur du mur.

$$A = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{avec } \varphi = 35^\circ$$

nous avons:

$$A = 0,270$$

$$\Delta = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$h = 7,2 \text{ m}$$

$$\varphi = 12597,12 \text{ Kg}$$

2. Calcul des charges verticales pour une tranche de 1m

rideau: $0,35 + 0,2 \cdot 6,75 \cdot 2500 = 4640,63 \text{ Kg}$

semelle: $3,5 \cdot 0,45 \cdot 2500 = 3937,5 \text{ Kg}$

remblai: $(2,3 - 0,35) \cdot (6,75) \cdot 1800 = 23692,5 \text{ Kg}$

$$P = 32270,63 \text{ Kg}$$

3. Moment / A des forces verticales (moment stabilisateur)

$$M_s = 4640,63 \left(1,2 + \frac{0,2 + 0,35}{4} \right) + 3937,5 \times 1,75 + 6,75 \left(1,2 + 0,35 + \frac{2,3 - 0,35}{2} \right) = 72921 \text{ Kg.m}$$

4. Moment de renversement

$$M_r = Q h_1 = 12597,12 \times 2,4 = 30233 \text{ Kg.m}$$

5. position de la résultante des charges verticales / A

$$x_0 = \frac{M_s}{P} = 2,26 \text{ m} \quad \text{d'où } e = x_0 - x_G = 0,5 \text{ m}$$

avec e : excentricité des charges verticales / c.d.g de la semelle

Moment / c.d.g de la semelle : $M = Q h_1 - P \cdot e$

$$M = 13775,06 \text{ Kg.m}$$

Nous vérifierons les conditions suivantes :

a - que le mur ne peut pas se renverser autour de l'arête A : $\frac{M_s}{M_r} > 2$

b - que la contrainte maximal sur le sol de fondation est admissible

$$\bar{\sigma}'_A = \frac{P}{100(a+b)} + \frac{6M}{100(a+b)^2} < \bar{\sigma}_s$$

avec $a+b$: largeur totale de la semelle

M : moment / c.d.g de la semelle

c - que le mur ne peut pas glisser sur sa fondation cad :

$$\frac{Q}{P} < f \quad (f: \text{coef de frottement béton sur terre})$$

a. $\frac{M_s}{M_r} = 2,5$ nous avons donc une sécurité au renversement

b. $\bar{\sigma}'_A = 1,59 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,06 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifiée

c. $\frac{Q}{P} = 0,37 < 0,4 \rightarrow$ pas de risque de glissement.

Conclusion

En conclusion, on peut dire qu'un projet de fin d'étude est une synthèse de toutes connaissances acquises le long de la scolarité, une mise en évidence et une application de celles-ci à un cas spécifique. C'est aussi le passage du cycle académique au cycle pratique.

Nous avons appliqué ces connaissances à un bâtiment à ossature auto-stable dont le principal objectif a été de calculer les éléments résistants.

Les diverses difficultés rencontrées dans notre travail nous ont amenés soit à reconcevoir partiellement le projet, soit à ajouter ou modifier certains éléments indispensables.

Nous n'avons cessé d'apprendre et nous avons appris.

Nous sommes joyeux et fiers d'être en fin de cycle étudiantin et dans ce même contexte, nous encourageons ceux qui seront les futurs.

Bibliographie

- Règles techniques CCRAG 68
- Règles parasismiques Algériennes RPA 81
- Règles Neige et vent NV 69
- Bulletin n°5 et n°6 du CTC
- Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (P. Charon)
- Aide mémoire BA, RDM
- Cours de béton armé (M^{re} Belazougui)
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes
- traité de béton armé (murs de soutènement) A. Guerrin

