

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : "Génie Civil"

Domaine: "Sciences et Technologie"

Spécialité : "Génie Civil "

Option : " Conception et Calcule de Construction "

Présenté par : **BOULAHIA WALID**

MESSAOUDIA HEMZA

**Thème : Etude d'une structure en portiques
autostable**

Sous la direction de: **Achouche Djamel**

Juin 2015



REMERCIEMENTS

Nous remercierons notre dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la force pour mener a bien ce travail qu'il soit béni et glorifié.

*Nous remercierons Monsieur **Achouche Djamel** d'avoir accepté d'être
L'encadreur de ce mémoire.*

Monsieur merci beaucoup pour votre disponibilité, pour les nombreuses et intéressantes discussions scientifiques, pour les remarques et orientations constructives, pour les nombreux conseils avisés, pour vos encouragements quotidiens, pour ne pas avoir cessé, pour le soutien permanent, pour votre compréhension, pour la confiance que vous avez accordée et qu'il a toujours témoignée à mon égard, pour votre écoute et, tout simplement pour votre gentillesse.

Je tiens à exprimer tout au fond de mon cœur mes reconnaissances à votre famille dont vous avez pris une grande part de leur temps afin d'accomplir ce travail, qu'ils trouvent ici toutes mes reconnaissances et l'expression de toute ma gratitude.

Un grand Merci avec tous nos respects a tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Merci enfin à tous qui nous aide.

HAMZA & WALID

Dédicaces

En signe d'amour, de gratitude et de respect, je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents RabeH et Habiba.

A ma marie soumia.

A mon frère Bile et leur mariée Chahira et leurs enfants Ayoub, A mon frère Kaled, A Ma sœur Hnnan, et A toute ma grande famille.

A mon binôme Hamza.

*A tous mes amis, et spécialement oussama , Bilel, djamel et salah,
Et je dédie A tous les étudiant de université de 8 mai 1945 Guelma et
spécialement les étudiant de 3C.*

Je tiens enfin à dédier ce travail à tous qui mon aider a terminé Ce travaille.

Que dieu accepte notre travail.

Dédicaces

En signe d'amour, de gratitude et de respect, je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents salah et messaouda.

A mon frère Amara e leur mariée Nadjwa , A Mes sœurs

Moufida, Malika, badra, Rahma. et leurs maries Lyachi, Yasser, Issa

Et Leurs enfants Saif, Wassim, Sirine, Louai, Taki, Yakine ,Nagham

Merieme, Loudjaine, et A toute ma grande famille.

A mon binôme Boulahia Walid.

*A tous mes amis, et spécialement Malek, Abd erahim, housseem, abd razak,
Amine, karim, Tarek, Abd elhak, Achraf, Elyase, Rami , Djamel, Mehdi, Seif,*

Taki, Hamdan, Saad, Ramzi, Fethi,

A tous mes chers Amis au City Habache Ahmed chirif.

*Et je dédie A tous les étudiant de université de 8 mai 1945 Guelma et
spécialement les étudiant de 3C.*

Je tiens enfin à dédier ce travail à tous qui mon aider a terminé Ce travaille.

Que dieu accepte notre travail.

ملخص

مشروعنا لنيل شهادة الماستر هو دراسة بناية ذات طابع سكني تقع في ولاية قالمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية aII.

طوابق علوية. 3 البناية هي عبارة عن عمارة مكونة من طابق ارضي + الهيكل مكون من أطر خرسا نيق مستقرة ذاتيا.

قمنا بدراسة الحمولات العمودية والأفقية المطبقة على العناصر الإنشائية (العارضات و الأعمدة), وهذا بغرض قياسها وتسليحها وفقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر.

بعد دراسة كل العناصر الإنشائية فوق الأرضية قمنا بدراسة الأساسات, والتي هي أساسات سطحية معزولة وفقا لتوعية التربة والهيكل والحمولات المطبقة.

Résumé

Le projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil que nous avons effectué se résume en l'étude d'un bâtiment d'habitation situé dans la wilaya de Guelma, classée zone IIa.

Le bâtiment objet de l'étude est en R+3, de structure en portiques autostables.

Nous savons étudier les effets des charges verticales et horizontales appliquées aux poutres et aux poteaux, et procédé ensuite au calcul des ferrailages des éléments, ces calculs ont été effectués en conformité avec le « RPA 99 » et le « CBA 93 ».

A la fin, nous avons étudié les fondations, qui sont des semelles isolées sous poteaux, reliées par des longrines, selon la nature du sol et des charges provenant de la superstructure.

Abstract

The purpose of this project is the study of a residential building located in the wilaya of Guelma, classified zone IIa.

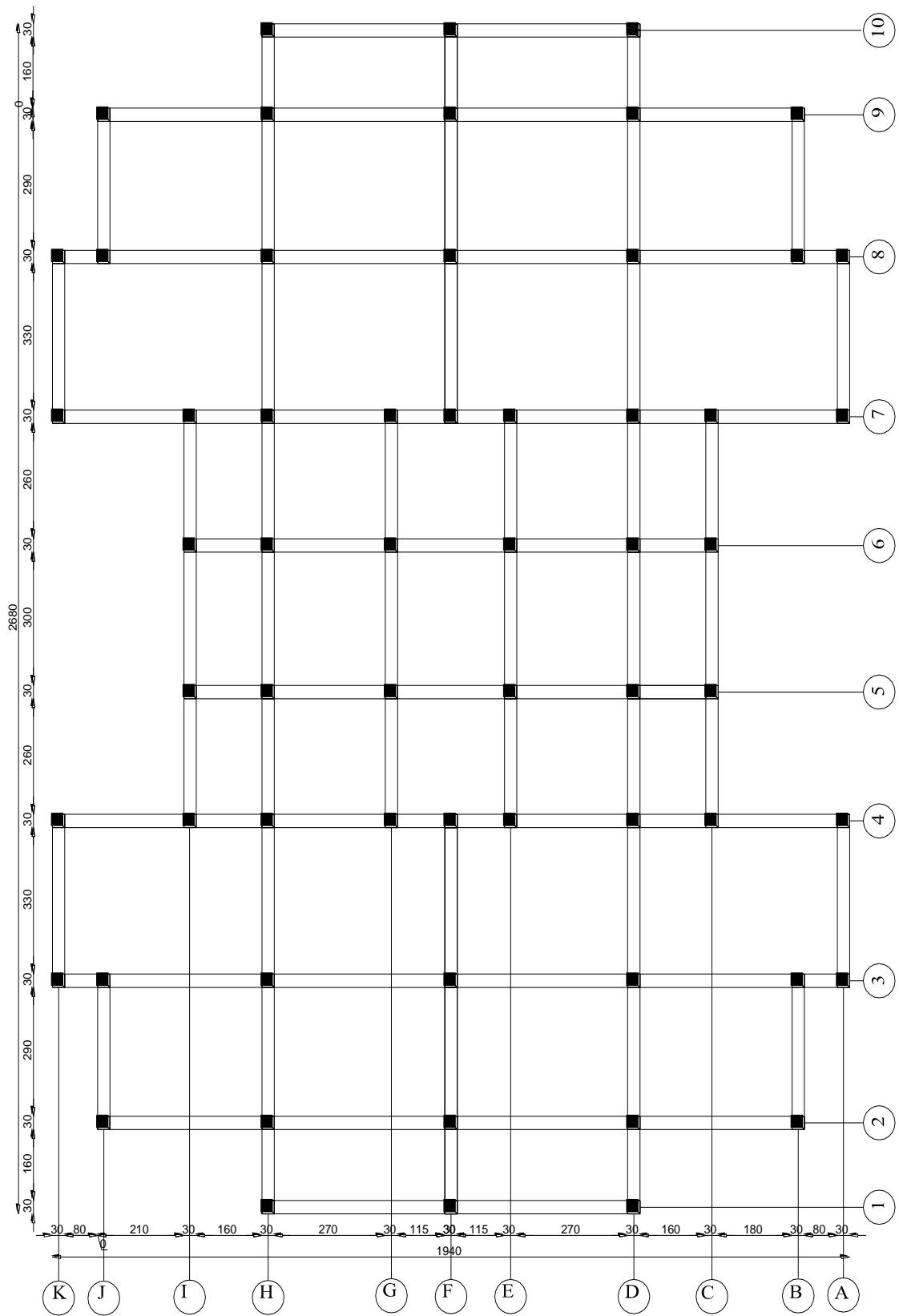
The structure of the building is classified as a braced portal.

We have carried out a thorough study of the main structural elements, and proceeded to the design of the necessary reinforcement.

Finally we designed the foundations based on the type of soil and the loads induced by the superstructure.

All the calculations were carried out manually in accordance with the "RPA99" and "CBA 93".

Plan de travail



Sommaire

Sommaire :

Chapitre I : Présentation du projet

1/Introduction.....	1
2/Description	1
-Etude de composition de béton.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et

Descente des charges

1-les poutres.....	19
2-les poutrelles.....	20
3- les poteaux.....	21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1/ calcul de l'acrotère.....	27
2/ Etude des escaliers.....	31
3 /Calcul de la poutre palière.....	38
4/ Calcul des balcons.....	46

Chapitre IV : Calcul des plancher

1/ plancher terrasse.....	49
2/ plancher étage courant	62

Chapitre v : Etude au séisme

1/ Calcul de centre de masse.....	67
2/ Calcul de centre de torsion.....	69
3/ méthode statique équivalente.....	84

Chapitre VI : calcul des sollicitations dans les portiques

1/ Evaluation des charges.....	121
2/ Combinaison d'action.....	151

Chapitre VII : Ferrailage des éléments

1/ Ferrailage des poteaux.....	161
2/Ferrailage des poutres.....	170

Chapitre VIII : Calcul des fondations

1/ Définition	176
2/ Calcul des semelles.....	178

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

Tableau 1 : Coefficient granulaire G' en fonction de la qualité et D_{max}	7
Tableau 2: Correction sur le dosage de pâte en fonction de D_{max}	8
Tableau 3 : dosage du sable en particulier.....	10
Tableau 4 : Dosage en masse des granulats.....	12
Tableau 5 : Descente des charges sur les poteaux.....	25
Tableau 6 : Charge d'exploitation « Q ».....	25
Tableau 7 : Combinaisons de Calcul de l'acrotère.....	27
Tableau 8 : calcul des armatures Sur appui dans les escaliers.....	36
Tableau 9 : Calcul du ferrailage de la poutre palière.....	39
Tableau 10 : Moment en appuis étage terras dans Poutrelle N=1 à l'ELU.....	51
Tableau 11 : Moment en travée étage terras dans Poutrelle N=1 à l'ELU.....	51
Tableau 12 : Moment en appuis étage terras dans Poutrelle N=2 à l'ELU.....	54
Tableau 13 : Moment en travée étage terras dans Poutrelle N=2 à l'ELU.....	55
Tableau 14 : Moment en appuis étage courant dans Poutrelle N=1 à l'ELU.....	62
Tableau 15 : Moment en travée étage courant dans Poutrelle N=1 à l'ELU.....	63
Tableau 16 : Centre de masse du plancher terrasse.....	68
Tableau 17 : Centre de masse de 2 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage.....	68
Tableau 18 : Calcul de rigidité de File (D, H).....	73
Tableau 19 : Calcul de rigidité de File (C, E, G, I).....	75
Tableau 20 : Calcul de rigidité de File (F).....	76
Tableau 21 : Calcul de rigidité de File (B, J).....	77
Tableau 22 : Calcul de rigidité de File (A,K).....	77
Tableau23 : Calcul de rigidité de File (1,10).....	78
Tableau 24 : Calcul de rigidité de File (2,9).....	79
Tableau 25 : Calcul de rigidité de File (3,8).....	80
Tableau 26 : Calcul de rigidité de File (4,7).....	81
Tableau 27 : Calcul de rigidité de File (5,6).....	82
Tableau 28 : Calcul de la rigidité des portiques.....	83
Tableau 29 : les Effort tranchant.....	92
Tableau30 : les Effort tranchant portique longitudinal.....	93
Tableau31 : Calcul des forces agissant sur les poteaux.....	96
Tableau32 : Calcul les moments en appuis.....	99
Tableau 33 : Calcul des efforts tranchants et les moments en travée.....	100
Tableau 34 : Calcul des efforts tranchants normal.....	102
Tableau 35 : Calcul des forces agissant sur les poteaux.....	106
Tableau 36: Calcul les moments en appuis.....	107
Tableau 37 : Calcul des efforts tranchants et les moments en travée.....	108
Tableau 38 : Calcul des efforts tranchants normal.....	109
Tableau 40: Calcul les moments en appuis.....	113
Tableau 41 : Calcul des efforts tranchants et les moments en travée.....	115
Tableau 42 : Calcul des efforts tranchants normal.....	116
Tableau 43 : Caractéristique géométrique.....	117
Tableau 44 : calcul de rigidité.....	123
Tableau 45 : Calcul des moments dans les poteaux et les poutres sous « G ».....	124

Liste des tableaux

Tableau 46 : Calcul du l'effort tranchant dans les poutres.	125
Tableau 47 : L'effort tranchant dans les poteaux sous G.	126
Tableau 48 : Caractéristique géométrique.	127
Tableau 49 : calcul de rigidité.	136
Tableau 50 : Calcul des moments dans les poteaux et les poutres sous « G ».	137
Tableau 51 : Calcul du l'effort tranchant dans les poutres.	138
Tableau 52 : L'effort tranchant dans les poteaux sous G.	139
Tableau 53 : Calcul des moments dans les poteaux et les poutres sous « Q ».	140
Tableau 54 : Calcul du l'effort tranchant dans les poutres.	141
Tableau 55 : L'effort tranchant dans les poteaux sous Q.	142
Tableau 56 : Combinaison des poutres : $1.35G + 1.5Q$.	143
Tableau 56 : Combinaison des poutres : $1.35G + 1.5Q$.	152
Tableau 57 : Combinaison des poutres : $G + Q + E$.	153
Tableau 58 : Combinaison des poteaux : $1.35 G + 1.5Q$.	154
Tableau 59 : Combinaison des poteaux : $G + Q + 1.2 E$.	155
Tableau 60 : Combinaison des poteaux : $G + Q$.	156
Tableau 61 : Combinaison des Poutres : $G + 1.2 E$.	157
Tableau 62 : Combinaison des Poutres : $1.35 G$.	157
Tableau 63 : Combinaison des Poutres : $0.8 G + E$.	158
Tableau 64 : Combinaisons des poteaux : $G + 1.2 E$	158
Tableau 65 : Combinaisons des poteaux $1.35 G$.	159
Tableau 66 : Combinaisons des poteaux $0.8 G + E$.	160

Liste des figures

Figure 1 : Courbe N=1.....	15
Figure 2 Courbe N = 2.....	16
Figure 3 : Courbe N = 3.....	16
Figure 4 : Courbe N= 4.....	17
Figure 5 : Courbe N = 5.....	17
Figure6 : « Les éléments d'un escalier ».....	31
Figure7 : « Diagramme des moments fléchissant des escaliers ».....	34
Figure 8 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	40
Figure 9 : Schéma de Ferrailage final de la poutre palière.....	45
Figure 10 : Ferrailage du balcon.....	48
Figure 11 : Valeurs des moments (t.m).....	52
Figure 12 : digramme des efforts tranchants (T).....	52
Figure 13 : Valeurs des moments (T.m).....	55
Figure 14 : Diagramme des efforts tranchants (T).....	55
Figure 15 : Valeurs des moments.....	58
Figure 16 : Diagramme des efforts tranchants(T).....	58
Figure 17 : Valeurs des moments.....	60
Figure 18 : Diagramme des efforts tranchants.....	60
Figure 19 : les efforts horizontal au chaque niveau.....	88
Figure 20 : Calcul de l'effort tranchant.....	89
Figure 21 : Diagramme des moments dans les poteaux et poutres.....	103
Figure 22 : Diagramme des efforts tranchants.....	104
Figure 23 : Diagramme des efforts normaux.....	105
Figure 24 : Diagramme des moments dans les poteaux et poutres.....	110
Figure 25 : Diagramme des efforts tranchants.....	111
Figure 26 : Diagramme des efforts normaux.....	112
Figure 27 : Diagramme des moments dans les poteaux et poutres.....	118
Figure 28 : Diagramme des efforts tranchants.....	119
Figure 29 : Diagramme des efforts normaux.....	120
Figure 30: Diagramme des moments dans les poteaux et poutres « sous G ».....	130
Figure 31 : Diagramme des efforts tranchants « sous G ».....	131
Figure 32: Diagramme des efforts normaux « sous G ».....	132
Figure 33 : Diagramme des moments dans les poteaux et poutres « sous G ».....	145
Figure 34 : Diagramme des efforts tranchants « sous G ».....	146
Figure 35: Diagramme des efforts normaux « sous G ».....	147
Figure 36 : Diagramme des moments dans les poteaux et poutres « sous Q ».....	148
Figure 37: Diagramme des efforts tranchants « sous Q ».....	149
Figure 38: Diagramme des efforts normaux « sous Q ».....	150
Figure 39: schéma de ferrailage des poteaux (RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme} 3 ^{eme} étage).....	169
Figure 40: schéma de ferrailage des poutres sens transversaux.....	176
Figure 41: schéma de ferrailage des poutres sens longitudinaux.....	176

Liste des figures

Figure 42 : schéma ferrailage de semelle isolée.....	181
Figure 43 : Diagramme de l'effort tranchant.....	184
Figure 44 : Diagramme des moments.	184
Figure 45 : schéma de ferrailage de semelle filante.....	186
Figure 46 : Diagramme des moments.....	190
Figure 47: Diagramme de l'effort tranchant.....	190
Figure 48: schéma de ferrailage de semelle filante.....	191
Figure 49 : Schéma de ferrailage de longrine.....	193

Chapitre I

Présentation du projet

Chapitre II
Pré dimensionnement des éléments
structuraux et Descente des charges

Chapitre III
Calcul des éléments
secondaires

Chapitre IV

Calcul des planchers

Chapitre v

Etude au séisme

Chapitre VI
calcul des sollicitations dans
les portiques

Chapitre VII

Ferraillage des éléments

Chapitre VIII :

Calcul des fondations

Conclusion

1/Introduction :

Pour notre projet de fin d'étude (Master II) nous avons opté pour l'étude d'une structure en portique auto stable.

2/Description :

La structure à étudier est celle d'un bâtiment est usage d'habitation, ce bâtiment est situé dans la wilaya de Guelma classée selon les RPA 99 version 2003 région de moyen sismicité zone IIa ce bâtiment est composé d'un RDC + 3 étage avec terrasse inaccessible sauf pour entretien.

Les planches sont tous de type : en corps creux

Les murs extérieurs et intérieurs sont en maçonnerie.

***Les caractéristiques géométriques de cet ouvrage sont :**

-Longueur.....	26.80m
-Largeur	19.40m
-Hauteur d'étage	3.06 m
-Hauteur totale du bâtiment	12.24m
-Surface du bâtiment.....	426.72 m ²

Caractéristique mécanique des matériaux :

Pour la réalisation de cet ouvrage, le béton utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93) ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie tel que les RPA 99 (version 2003).

***Spécification concernant les matériaux :**

1-le béton : pour les éléments principaux, le béton mais on œuvre doit avoir une résistance f_{c28} aux moins égale à 20 Mpa et au plus égale 45Mpa. Pour notre projet de calcul nous allons prendre une contrainte $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

a/ Résistance caractéristique du béton en compressions f_{c28} :

Cette résistance est obtenue par un nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée (16 x 32) cm cylindrique d'une surface $s = 200 \text{ cm}^2$

On peut admettre que pour $j \leq 28$ jours

La résistance f_{c28} des bétons non traités thermiquement suit approximativement la loi suivante :

$$f_{c28} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

b-Résistance caractéristique du béton à la traction f_{t28} :

La résistance de béton en traction à 28 jours (j) notée f_{t28} et conventionnellement définie par relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ Cette formule est valable pour les valeurs } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Pour notre cas :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

c-Contrainte limite de béton en compression :

ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Situation fondamentale : $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15 \Rightarrow f_{bu} = 18.5 \text{ Mpa}$

ELS:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

d-Contrainte limites de cisaillement :

$$T_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$b.d$: Dimension de la pièce

La contrainte tangente ultime est limitée aux valeurs suivantes selon le type de disposition des barres transversales et le cas de fissuration par :

Ces barres transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne (le cas le plus courant) si :

*si la fissuration est peu préjudiciable :

$$T_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$$

*Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$T_u = \text{Min} \left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right)$$

E-Module de déformation :

$$E_{i28} = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow \text{pour les charges instantanées} < 24 \text{ heures}$$

$$E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow \text{pour les charges différées (retrait et fluage)} > 24 \text{ heures}$$

$$E_{v28} = 10818.68 \text{ Mpa}$$

F-Coefficient de poisson :

Il est égal à :

$\nu = 0 \Rightarrow$ pour les calculs des sollicitations.

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ Pour les calculs des déformations.

G-Déformation transversale du béton :

Il donne par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

2-Les aciers :

a) Contrainte de traction de calcul $f_e = 500$:

ELU :

-Acier haute adhérence (longitudinal)

Pour : * situation durable : $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 435 \text{ Mpa}$

* Situation accidentelle : $\gamma_s = 1.00 \Rightarrow f_{su} = 500 \text{ Mpa}$

- Acier rond lisse (transversal) $f_e = 235$

*Situation durable $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow f_{su} = \frac{235}{1.15} = 204 \text{ Mpa}$

*Situation accidentelle $\gamma_s = 1.00 \Rightarrow f_{su} = 235 \text{ Mpa}$

Pour le RPA 99 (version 2003) l'acier utiliser : acier $F_e E400$ Ou acier $F_e E500$.

ELS :

b)- contrainte admissible :

***Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ Mpa}$$

Avec η : coefficient de fissuration.

Rond lisse $\Rightarrow \eta = 1.00$

HA $\Rightarrow \eta = 1.6$

***Fissuration très préjudiciable :**

$\bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$ Mpa.

***Fissuration peu préjudiciable :**

Aucune limitation n'est envisagée.

-Etude des compositions de béton :

I.Définition :

le béton est un mélange de ciment, de granulat (sable et gravier) d'eau et éventuellement d' adjuvant , tous les composants sont dosés de manière à donner un béton ouvrable et ayant les caractéristiques requises de résistance et durabilité.

La méthode de formulation de Dreux-Gorisse permet de déterminer les quantités optimales de matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton.

Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique de béton :

Cette méthode suppose que les caractéristiques des composants (granulométrie, module de finesse, etc.) ainsi que les conditions de mise en œuvre du béton connues, ce qui n'est pas notre cas, nous allons donc prendre des caractéristiques et des conditions de fabrication virtuelles mais qui peuvent être plus ou moins réalistes (courantes).

1-Détermination du rapport C/E :

Le rapport C / E est calculé grâce à la formule de Bolomey :

$$\sigma'_{28} = G^3 \sigma'_c (C/E - 0.5)$$

Avec :

σ'_{28} = Résistance moyenne en compression du béton à 28 jours en *MPa*

σ'_c = Classe vraie du ciment à 28 jours en *MPa*

C = Dosage en ciment en kg par m³ de béton

E = Dosage en eau total sur matériau sec en litre par m³ de béton

G³ = Coefficient granulaire fonction de la qualité et de la dimension maximale des granulats.

Qualité des granulats	Dimension D_{max} des granulats		
	Fins $D_{max} < 12,5$ mm	Moyens $20 < D_{max} < 31,5$	Gros $D_{max} > 50$ mm
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Tableau1 : Coefficient granulaire G' en fonction de la qualité et de la taille maximale des granulats D_{max}

Ces valeurs supposent que le serrage du béton sera effectué dans de bonnes conditions
 Cette relation permet de déterminer le rapport C/E

$$\frac{C}{E} = \frac{f_c'}{sc * G} + 0.5$$

-Pour notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \quad \text{ciment CPJ}, \quad G = 0.5; \quad A = 8 \text{ cm}$$

$$D = 20 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_c = 45 \text{ MPA} \quad \text{dosage} = 340$$

$$\frac{C}{E} = \frac{25}{45 * 0.5} + 0.5 = 1.61$$

2-Détermination de C :

La valeur de C est déterminée grâce à l'abaque de la courbe N= 1 en fonction des valeurs de C/E et de l'affaissement au cône d'Abrams

1-2 : Milieu non exposé Avec : σ'_{28} en MPa et D_{max} en mm.

$$C_{min} (kg/m^3) = \frac{250 + 10 \sigma'_{28}}{\sqrt[3]{1,25 D_{max}}}$$

2-2 : Milieu exposé sans agressivité particulière

$$C_{\min} (kg / m^3) = \text{Max} \left[\frac{250 + 10 \sigma'_{28}}{\sqrt[3]{1,25 D_{\max}}}, \frac{550}{\sqrt[3]{1,25 D_{\max}}} \right]$$

3-2 : Milieu agressif

$$C_{\min} (kg / m^3) = \text{Max} \left[\frac{250 + 10 \sigma'_{28}}{\sqrt[3]{1,25 D_{\max}}}, \frac{700}{\sqrt[3]{1,25 D_{\max}}} \right]$$

En supposant un milieu non agressif, avec les données déjà établies on trouvera avec la première formule si dessus un dosage en ciment $C_{\min}=367kg/m^3$.

3-Détermination de E:

La quantité d'eau E nécessaire à la confection du béton se calcule grâce aux valeurs de C/E et de C.

Pour notre cas nous avons $C/E = 1,78 \approx 1,80$ et $C=370kg/m^3$, ce qui donne : $E \approx 206$ kg.

4-Corrections sur le dosage en ciment C et le dosage en eau E :

Lorsque la dimension maximale des granulats D_{\max} est différente de 20 mm, une correction sur la quantité de pâte est nécessaire à l'obtention de la maniabilité souhaitée. Les corrections sont à apporter sur les quantités d'eau et de ciment (le rapport C/E reste inchangé).

Dimension maximale des granulats (D_{\max} en mm)	5	8	12,5	20	31,5	50	80
Correction sur le dosage de pâte (en %)	+15	+ 9	+ 4	0	- 4	- 8	- 12

Tableau 2: Correction sur le dosage de pâte en fonction de D_{\max} .

$$\frac{C}{E} = 1.61 \quad (C=340)$$

$$E = 340 * 1.61 = 211 \text{ kg}$$

Ainsi pour mélange granulaire de diamètre $D=20\text{mm}$ il faut majorer le dosage en eau 2%

Pour un dosage initial de 211 kg l'eau, le dosage doit être augmenté à

$$E = 211 * 1.02 = 215 \text{ litres}$$

5/ Dosage en granulats des bétons :

A : Dosage en pourcentage des granulats :

Dans quelle proportion mélanger le sable et Le gravier pour obtenir la meilleure compacité, c'est-à-dire la meilleure résistance de béton ? La réponse à cette question peut être apportée par la connaissance de la granularité des mélanges granulaires. En effet, quelle est la courbe du mélange granulaire qui donne la meilleure compacité ? Quels sont les facteurs qui influent sur la compacité du béton ?

L'étude des mélanges granulaires a montré que quelque soit le mélange en sable et en gravier, la granularité du mélange obtenu peut être représentée et approchée par deux segments de droite. la courbe simplifiée $N=2$ est une modélisation de la courbe réelle. Cette modélisation est intéressante car cette courbe théorique est suffisamment proche de la courbe réelle pour être significative, et elle peut être entièrement déterminée à partir de seulement trois points appelés respectivement, O, origine, A, point de brisure, et B, extrémité. (Voir la courbe $N=3$) Pour les granulats à béton, il apparaît que les points O et B, extrémité.

Pour les granulats à béton, il apparaît que les points O et B, sont invariables quelque soit les proportions du mélanges.

Le point d'origine, O est fixé à 0% de tamisats sur le plus petit tamis, 0.080mm. Ce point est repéré par ses coordonnées : O [0.080 ; 0] De même, le d'extrémité, B se situe sur le tamis, D du gravier, avec 100% de tamisats. Ce point est repéré par ses coordonnées : B [D ; 100]

Pour le point de brisure A, il apparaît que le tamis sur lequel il se situe est invariable quelque soit les proportions du mélange. En observant de plus près, il apparaît que ce tamis se situe à $D/2$, si $D \leq 20\text{mm}$, et au milieu de l'intervalle [5 ; D] si $D > 20$ Il reste

Chap I: présentation de l'ouvrage.

à déterminer le pourcentage de tamisats du point de brisure. Cette position dépend des proportions du mélange. Or, les proportions du mélange influent sur la compacité du béton et par conséquent sur sa résistance. Le problème consiste donc à déterminer l'ordonnée du point de brisure qui permettra de donner la meilleure compacité au béton. Cette position est optimisée par la méthode CES DREUX-GORISSE. L'ordonnée optimisée du point de brisure, YA est déterminée par la relation suivante :

$YA = 50 - \frac{1}{2.5D} + K + K_s + K_p$ Cette relation prend en compte l'influence de la forme des granulats, du dosage en ciment, de la vibration, de la finesse du sable et de la mise en œuvre du béton par une pompe à béton sur la compacité du béton et sa facilité de mise en œuvre.

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats (du sable en particulier)		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en Ciment	400 + Fluide	- 2	0	- 4	- 2	- 6	- 4
	400	0	+ 2	- 2	0	- 4	- 2
	350	+ 2	+ 4	0	+ 2	- 2	0
	300	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4	0	+ 2
	250	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4
	200	+ 8	+ 10	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6

Tableau3 : dosage du sable en particulier.

K_s , ajustement de la granularité du sable pour $MF > 2,8$ $K_s = 5,4 \times FM - 15$

(M F: module de finesse du sable)

K_p , ajustement du dosage en sable pour faciliter le transfert par les pompes à béton.

$K_p = 0$ si béton non pompable $5 \leq K_p \leq 10$ si béton pompable.

Pour notre cas :

$$MF = 2.3 \quad K = 2.4 \quad K_s = 6 * 2.3 - 15 = 1.2$$

$$K p = 0$$

$$Ya = 50 - \sqrt{20} + 2.4 - 1.2 + 0 = 46.7$$

$$Xa = \frac{20}{2} = 10mm$$

Le point B a pour les coordonnées (10 ; 46.7)

Ainsi la courbe du mélange optimum, c'est à dire du mélange permettant d'obtenir la meilleure compacité est complètement déterminée, (voir la courbe N= 4)

Quelles sont les proportions de sable et de gravier nécessaire à obtenir cette courbe ?

Une méthode graphique appelée la ligne de partage permet de répondre à cette question.

B : LA LIGNE DE PARTAGE : (voir la courbe N = 5) :

La ligne de partage joint le point d'ordonnée 95% de la courbe granulaire du plus petit granulats au point d'ordonnée 5% de la courbe granulaire du plus gros granulats. Le point d'intersection entre cette ligne et la courbe théorique du mélange optimum indique les proportions en pourcentage de volume absolu de sable et de gravier. Ces proportions sont lues sur le pourcentage de tamisats correspondant à ce point d'intersection.

Ce pourcentage indique la proportion de sable, le complément donne la proportion de gravier. D'après le graphe N= 5 :

Le mélange optimal est obtenu avec un volume absolu de 37% de sable et 63% de gravier

C : Dosage en masse des granulats :

Quelles masses de gravier et de sable correspondent aux proportions du mélange granulaire ?

La réponse s'obtient par la connaissance de la compacité du béton et des masses volumiques absolues des matériaux. La meilleure compacité est obtenue en vérifiant les proportions du mélange granulaire. Mais indépendamment de cela, elle dépend

également du diamètre, D des granulats, des conditions de vibration du béton et de sa plasticité. L'expérience permet de prévoir approximativement la compacité du béton selon les valeurs suivantes :

Coefficient de compacité :

Consistance	Serrage	compacité (c_0)						
		$D_{max}=5$	$D_{max}=8$	$D_{max}=12,5$	$D_{max}=20$	$D_{max}=31,5$	$D_{max}=50$	$D_{max}=80$
Molle (TP-FI)	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique (P)	Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme (F)	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

Tableau4 : Dosage en masse des granulats.

Chap I: présentation de l'ouvrage.

Ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes :

Sable roulé et gravier concassé :-0,01

Sable et gravier concassé : -0,03.

$$\gamma = 0.825 - 0.03 = 0.795$$

Or, la compacité, g représente la proportion du volume de matière que contient le matériau. Le volume de matière représente le volume absolu du matériau, V_{abs} et le volume du matériau représente le volume apparent du matériau. V_{app} . Ainsi, $g = V_{abs}/V_{app}$.

De plus, la matière du béton classique est constituée de ciment, de sable et de gravier. Chacun peut être représenté séparément par son volume absolu respectivement, V_c, V_s, V_g .

$$\text{Ainsi, } V_{abs} = V_c + V_s + V_g$$

Le dosage en béton est déterminé pour obtenir $1m^3$ de béton en place. Cela signifie que le volume de matière vaut $1m^3$. C'est-à-dire $V_{app} = 1m^3$ Autrement dit, $\gamma = (V_c + V_s + V_g)/1 \Rightarrow \gamma = V_c + V_s + V_g$ Cela signifie que le volume absolu de sable et de gravier vaut : $V_s + V_g = g - V_c$ Que vaut le volume absolu de ciment ? La connaissance de sa masse volumique absolue, r_c , permet de répondre à cette question.

En effet, $r_c = C/V_c$ avec $C=340$ qui représente la masse de ciment déterminée précédemment.

$$\text{D'où } V_c = \frac{C}{r_c} \text{ avec } r_c = 3000 \frac{kg}{m^3} \Rightarrow V_c = \frac{340}{3000} = 0.113 m^3$$

$$V_c = 0.113m^3.$$

Comme la proportion de sable, $P_s\%$ et de gravier, $P_g\%$ qui composent le mélange granulaire ont été déterminées par rapport à leur volume absolu, il est possible d'en déduire le volume absolu de sable et le volume absolu de gravier présent dans le mélange.

Chap I: présentation de l'ouvrage.

Avec, $V_s = P_s \% \times (\gamma - V_c) :$

$$V_s = 0.37 (0.795 - 0.113) = 0.252 \text{ m}^3$$

Et, $V_g = P_g \% \times (\gamma - V_c) :$

$$V_s = 0.63 (0.795 - 0.113) = 0.429 \text{ m}^3$$

Comment en déduire les masses de sable et de gravier qui correspondent à ces volumes absolus ?

La encore, la connaissance des masses volumiques absolues des matériaux permet de répondre à cette question.

r_s : Est la masse volumique absolue du sable et r_g est la masse volumique absolue du gravier. M_s et M_g , représentent respectivement les masses de sable et de gravier.

$$r_c = \frac{M_s}{V_s} \Rightarrow M_s = r_c * V_c \Rightarrow$$

$$M_s = 2650 * 0.252 = 670\text{kg}$$

$$r_g = \frac{M_g}{V_g} \Rightarrow M_g = 2650 * 0.429 = 1136. \approx 1100\text{kg}$$

Donc pour 1 m^3 de béton on a:

-Ciment CPJ 32.5..... 340Kg

-Sable670kg

-Gravie 5/20.....1100kg

-Eau.....215L

Donc : la masse volumique totale est $2325\text{kg}/\text{m}^3$

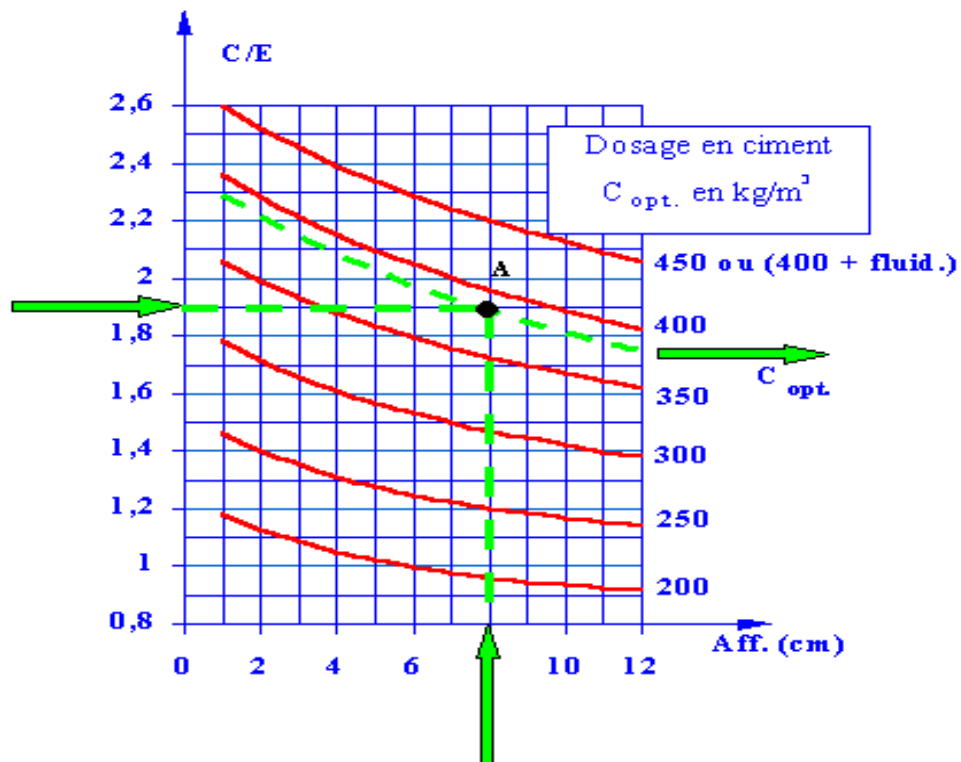


Figure 1 : Courbe N=1

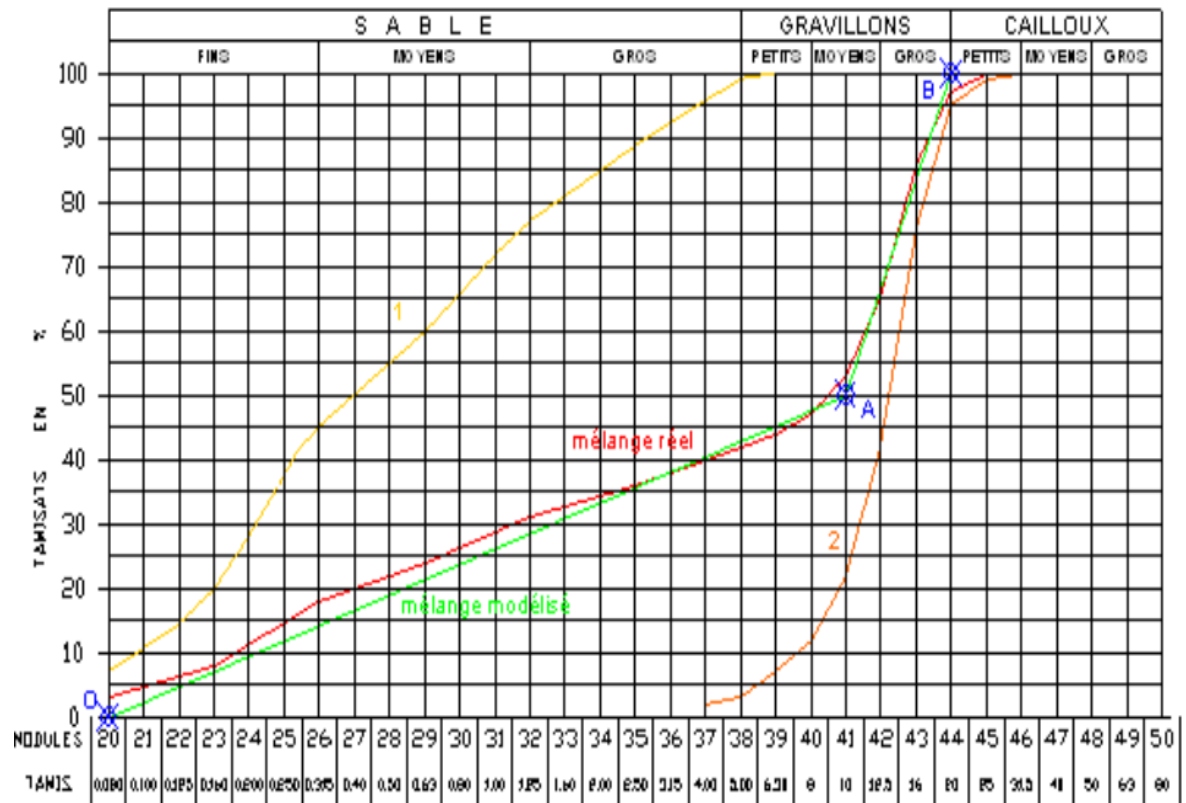


Figure 2 Courbe N = 2

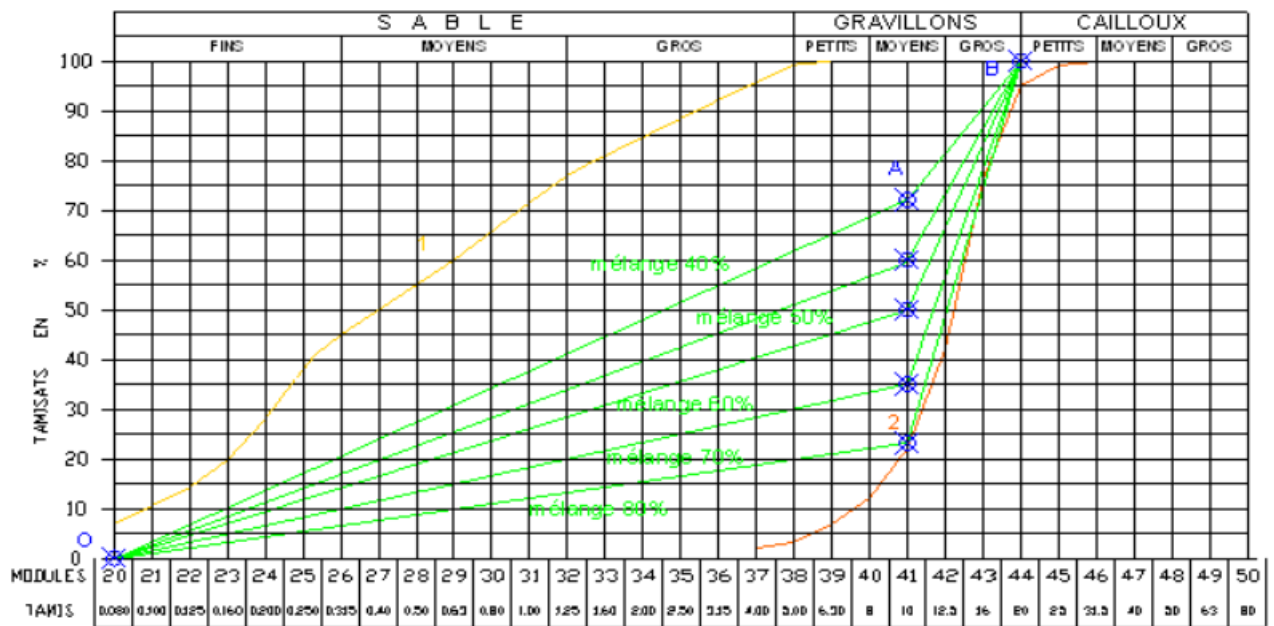


Figure 3 : Courbe N = 3

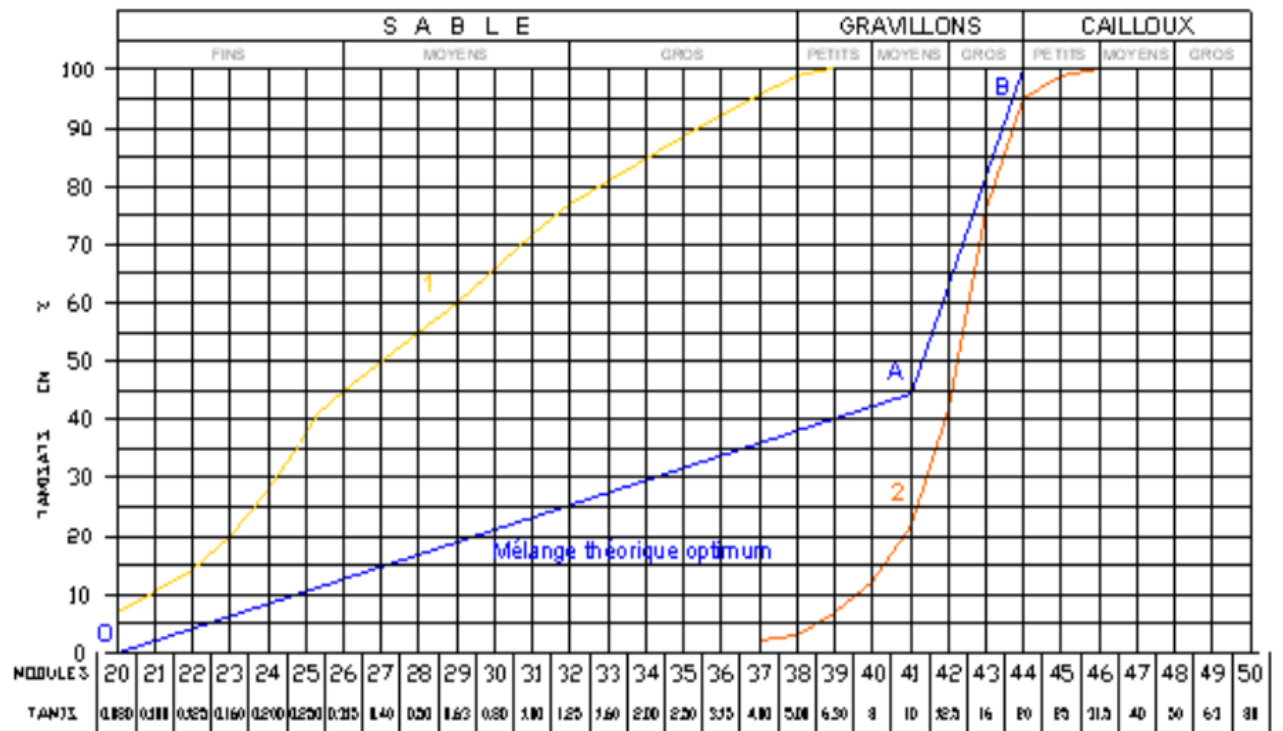


Figure 4 : Courbe N= 4

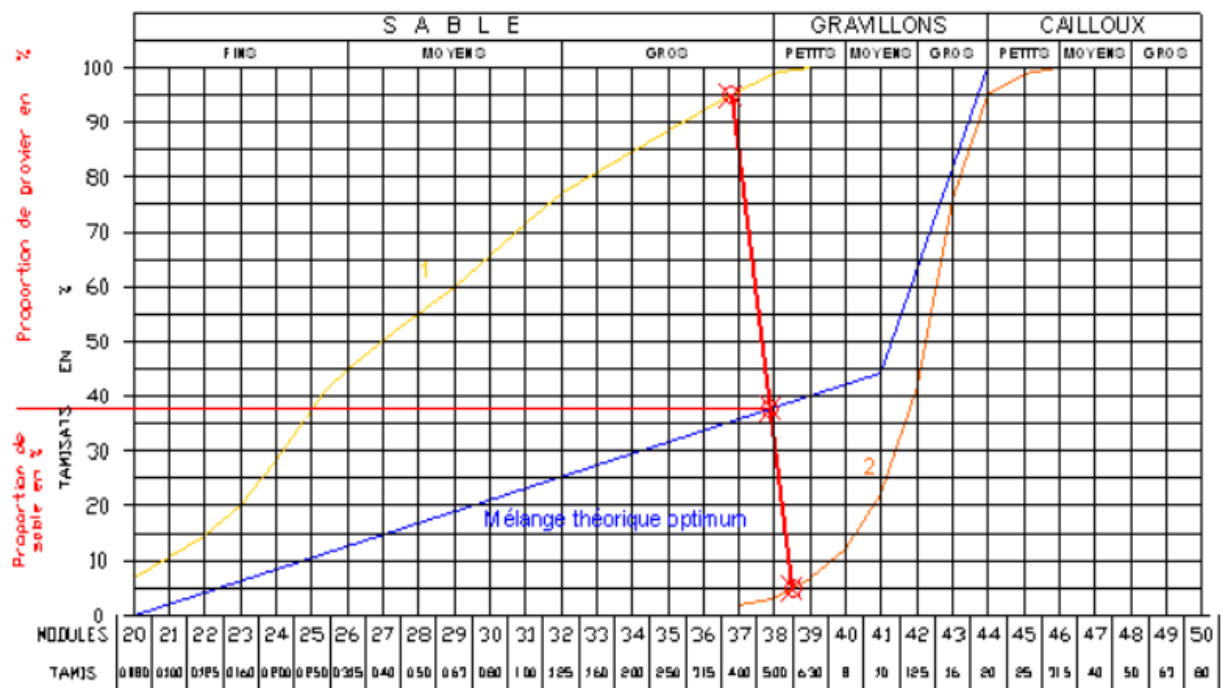


Figure 5 : Courbe N = 5

III/ Règle de calculs :

Les règlements utilisés pour les calculs et les vérifications de cet ouvrage sont :

- RPA 99 (version 2003)
- CBA 93
- BEAL 91
- DTR BC 22
- cours béton armée 3^{ème} année génie civile.

Pré dimensionnement des éléments structuraux

1/ Les poutres :

1-1/ Poutre transversales (principal) :

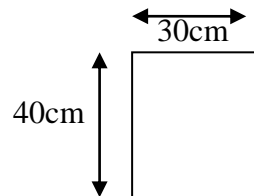
$$l_{max} = 4.15$$

D'après le RPA 99 (version 2003)

$$b \geq 20 \text{ cm on prendre } b = 30$$

$$h \geq 30 \text{ cm on prendre } h = 40$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$



***Condition de flèche et déformation minimale :**

$$\frac{l_{max}}{20} \leq h \leq \frac{l_{max}}{15} \Rightarrow 4.15/20 \leq h \leq 4.15/15$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h \geq \frac{l}{16} = \frac{4.15}{16} = 25.93 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M} = \frac{0.75M_0}{10M_0} \Rightarrow h \geq \frac{0.75l}{10} = 31.12$$

Alors $h = 40 \text{ cm}$

Donc la section de la poutre principale adoptée sera $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

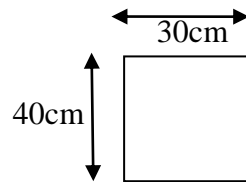
1-2 / Poutre longitudinales (secondaire) :

D'après le RPA 99 (version 2003)

$$b \geq 20 \text{ cm on prendre } b = 30$$

$$h \geq 30 \text{ cm on prendre } h = 40$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$



***Condition de flèche et déformation minimale :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h \geq \frac{l}{16} = \frac{330}{16} = 20.62 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M} = \frac{0.75M_0}{10M_0} \Rightarrow h \geq \frac{0.75l}{10} = \frac{0.75 \cdot 330}{10} = 24.75 \text{ cm}$$

Alors on adopter $h=40$ cm

Donc la section de la poutre longitudinales est (30*40)

2/ Les poutrelles :

2-1/ épaisseur du planches :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} = \frac{415}{22.5} = 18.44$$

Soit $h_t = 20$ cm

$h_t \Rightarrow 16$ cm corps creux

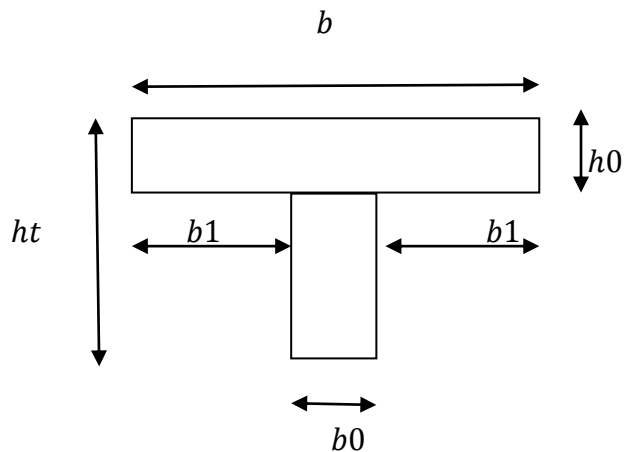
4cm table de comprissions

2-2/ Langueur de la poutrelle b_1 :

$$b_1 = \min \left(\frac{l_{max}}{10} (6 \text{ ou } 8)h_0 \right) = \min (65/2, 415/10, (24 \text{ ou } 32))$$

$$b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(25) + 15 = 65$$



3/ Les poteaux :

Selon le RPA 99 (version 2003) en zone // a :

$$\Rightarrow \text{Min} (b_1, a_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min} (b_1, a_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{2.66}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

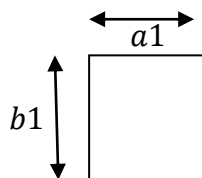
$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{a_1} < 4$$

Si on prend $b=h=30 \text{ cm}$, les conditions précédentes seront :

$$\Rightarrow \text{Min} (30,30) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$\text{Min} (30,30) \geq 13.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{a_1} = 1 < 4 \Rightarrow \text{vérifier}$$



Donc : la section des poteaux sera : $(30,30) \text{ cm}^2$, en attendant la vérification par la descente des charge.

Descente des charges

I/ Evaluation des charges :

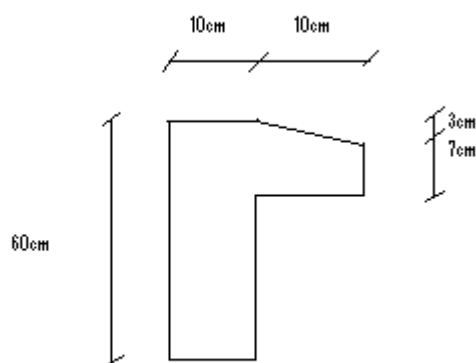
1-plancher terrasse :

1-Gravillon de protection (5cm)	$0.05 \times 1600 = 80\text{kg/m}^2$
2-étanchéité multicouche (2cm)	$= 10 \text{ kg/m}^2$
3-isolation thermique de liège (4cm)	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
4-forme de pente (8cm)	$0.008 \times 220 = 170 \text{ kg/m}^2$
5-par vapeur (0.8cm)	$0.008 \times 1200 = 10 \text{ kg/m}^2$
6-planche cour creux (16+4)	$= 275 \text{ kg/m}^2$
7-enduit sous plafond (1cm)	$0.01 \times 140 = 14 \text{ kg/m}^2$
8-papier <i>kraft</i>	$= 0.5 \text{ kg/m}^2$

$$G = 576\text{kg/m}^2$$

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

2-Calcul de poids de l'acrotère :



$$G_b = 2500 \times 0.0685 = 171.25 \text{kg/ml}$$

$$G_{endui} = 2000 \times 0.0274 = 54.8 \text{kg/ml}$$

$$G_{lacroter} = G_b + G_{endui} = 226.05 \text{kg/ml}$$

3-Poids de planche courant :

1-revêtement de carrelage (2cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{kg/m}^2$
2-mortier de ciment (1.5cm)	$0.015 \times 1000 = 30 \text{kg/m}^2$
3-lit de sable (1.5cm)	$0.015 \times 1600 = 24 \text{kg/m}^2$
4-planche cour creux (16+4)	$= 275 \text{kg/m}^2$
5-Enduit de plâtre (2cm)	$0.02 \times 1400 = 28 \text{kg/m}^2$
6-mur cloisonné (10cm)	$= 100 \text{kg/m}^2$

$$G = 501 \text{kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{kg/m}^2$$

4- maçonnerie :

a/ mur extérieur = en double parois (10+15) séparé par un vide de 5cm

$$\text{Enduit (intérieur et extérieur)} \quad 2 \times 1.5 = 30 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Brique creuse} \quad = 220 \text{kg/m}^2$$

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

$$\text{b/ cloison intérieur} = \text{en brique creuse (10cm)} \quad = 90 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Enduit (intérieur et extérieur)} \quad = 30 \text{kg/m}^2$$

$$G = 120 \text{kg/m}^2$$

II-Descente des charges sur les poteaux :

***Le poteau central :**

*Surface efférent = 12.834m^2

*Poids propre de chaque élément

1-planche terrasse :

$$P = 12.834 \times 0.576 = 7.392\text{t}$$

2-Poutre principale :

$$P = (4.15 \times 0.3 \times 0.4) \times 2.500 = 1.245\text{t}$$

3- Poutre secondaire

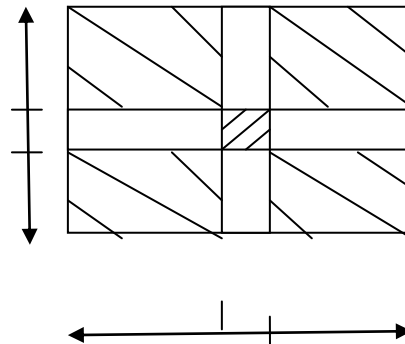
$$P = (3.1 \times 0.3 \times 0.4) \times 2.500 = 0.93\text{t}$$

4-poteaux :

$$P = (0.3 \times 0.3 \times 3.06) \times 2.500 = 0.6885\text{t}$$

5- planche courant :

$$P = 0.501 \times 12.834 = 6.43\text{t}$$



	Niveaux	Eléments participant	Charge en (t)
Poteau central	1	1+2+3	9.567
	2	N1+4	10.25
	3	N2++3+5	18.85
	4	N3+4	19.54
	5	N4+2+3+5	28.15
	6	N5+4	18.84
	7	N6+2+3+5	37.44
	8	N7+4	38.13

$$G=38.13t$$

Tableau 5 : Descente des charges sur les poteaux

Charge d'exploitation « Q » :

Niveaux	Q (kg/m ²)	Surface	Q en (t)
N1	100	12.834	1.283
N2	150	12.834	1.925
N3	150	12.834	1.925

$$Q = 5.134$$

Tableau 6 : Charge d'exploitation « Q ».

***Combinaison de calcul :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(38.13) + 1.5(5.134) = 59.18(t)$$

III-Vérification de la section des poteaux :

On a : $0.2 \% \leq A/B \leq 5\%$ On prendre

$$A = 0.002 B$$

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left(Br \cdot \frac{f_c 28}{0.9 \gamma_s} + 2/100 \beta f_e / \gamma_s \right) \text{ avec } Br \approx B$$

$$B = 30 \times 30$$

$$\rightarrow \alpha = f(\lambda) = lf/i$$

$$lf = 0.7l_0. \text{ (Poteau encastré)}$$

$$lf = 0.7 \times 3.06 = 2.14m ; I = \sqrt{i/s}$$

$$i = \frac{0.30 \times 0.3^3}{12} = 675 \times 10^{-6}$$

$$S = 0.09m^2$$

$$i = \frac{\sqrt{675 \times 10^{-6}}}{0.09} = 0.087$$

$$\lambda = \frac{2.14}{0.087} = 24.73 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2}$$

$$\alpha = 0.77$$

$$\overline{N}_u = 0.77 \left(0.09 \frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.002 \times 0.09 \frac{500}{1.15} \right)$$

$$\overline{N}_u = 134.36 \text{ t}$$

Calcul des éléments secondaires :

I-1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément qui travaille à la flexion composée sous l'action de son poids propre et l'action d'une main courante, les efforts sollicitant sont les suivants :

1-1 Méthode de calcul : l'acrotère soumis à la flexion composé.

***Sollicitation :**

*poids propre (G).

*poussée horizontale due à la main courante

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de longueur.

1-2-Détermination des efforts :

$N_G = 226 \text{ kg/ml}$ (Effort normal dû au poids propre) $\rightarrow M_G = 0$.

$N_Q = 100 \text{ kg/ml}$ (Poussée horizontale due à la main courante.)

$M_Q = N_Q \times 0.6 \rightarrow M_Q = 100 \times 0.6 = 0.06 \text{ t.m}$

M_Q : Moment de renversement)

1-3-Combinaisons :

	ELU	ELS
Sollicitation	1.35G+1.5Q	G+Q
N(t/m)	0.305	0.226
M(t.m)	0.09	0.06

Tableau 7 : Combinaisons de Calcul de l'acrotère

1-4-Calcul de l'excentricité du centre de pression :

ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.29$$

$$e_0 > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m \Rightarrow 0.29 > 0.05 \Rightarrow \text{A priori la section est}$$

Partiellement comprimée.

L'ELS :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.06}{0.226} = 0.265$$

$e_0 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 m \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$ le point c tombe à l'extérieure du noyau \Rightarrow La section partiellement comprimée.

\Rightarrow Le calcul des aciers sera fait par assimilation à la flexion simple.

1-5-Calcul du ferrailage :

• **ELU :**

Le calcul d'une section partiellement comprimée en flexion composée se fait en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif.

$$M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) + N_u \frac{h}{6}$$

$$= 0.305 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) + 0.09$$

$$M_{uA} = 0.99 \text{ t.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \text{avec } d = 0.08 \text{ m ; } b=1$$

$$U_{bu} = \frac{0.099}{1(0.08)^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}} \right) = 0.014$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{su}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = \frac{0.099}{435 \times 8 \times 0.995} 10^4 - \frac{0.305}{435} \times 10^2 = 0.215 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{500} = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s1}, A_{\min}) = 0.77 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

***Vérification à L'ELS :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 202 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 202} \times 0.08 = 0.042 \text{ m} = 4.2 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 8 - \frac{4.2}{3} = 6.6 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{y}_1 \times b \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) = \frac{15}{2} \times 4.2 \times 100 \times \left(8 - \frac{4.2}{3} \right) \times 10^{-4}$$

$$\bar{M}_1 = 0.02 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.06 \times 10^{-6} \times 10^4 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} < \bar{M}_1 \quad \text{donc } A'_s = 0$$

$$A_{s1} = \frac{M_{ser}}{z_1 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.06 \times 10^2}{6.6 \times 10^{-2} \times 202} = 0.45 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{500} = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s1}, A_{\min}) = 0.77 \text{ cm}^2$$

On adopté 4HA8 = 2.01 cm²

***Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{max} = 1.5 \times N_Q = 1.5 \times 100 = 150\text{kg}$$

$$T_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.018\text{Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable

$$\overline{T}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{Mpa}$$

$$T_u = 0.018 < \overline{T}_u = 1.17\text{Mpa}$$

Donc pas d'armatures transversales

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopt 3HA6 = 0.85

II/2/ Etude des escaliers :

Pour notre bâtiment, nous avons un seul type d'escalier avec 2 volées + 1 palier intermédiaire.

2-1-Pré dimensionnement :

h = hauteur de contre marche ; $14 \leq h \leq 20$ cm

On prend $h = 17$ cm

g = largeur de la marche ; $25 \leq g \leq 32$ cm

H = hauteur d'étage ; $H = 3.06$ m

n = Nombre de contre marche ; $n = H/h$

$$n = \frac{3.06}{0.17} = 18$$

Soit 9 contre marche par volée

n' = nombre de marche par volée ;

$n' = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marche par volée

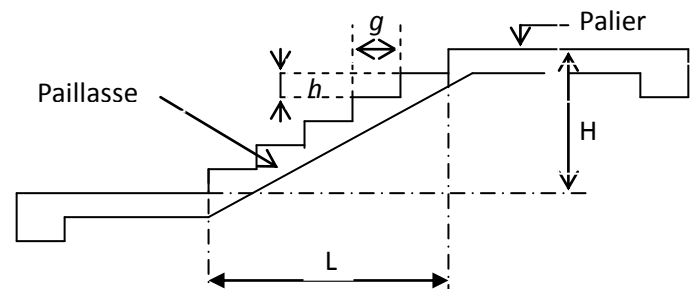


Figure6 : « Les éléments d'un escalier »

Donc ; le giron = $\frac{L'}{n'}$

Avec ; $L' = 2.4$ m

$$g = \frac{2.4}{8} = 30\text{cm}$$

*Angle d'inclinaison α :

$$\text{tang } \alpha = \frac{1.53}{2.4}$$

*La largeur de la cage d'escalier est de 2.80m

si on prend un emmarchement de 1.10m, il reste comme espace jour ;

$$j = 2.8 - (2 \times 1.1) = 0.6\text{m}$$

***Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \gg \frac{2.85}{30} \leq e \leq \frac{2.85}{20}$$

$$0.095 \leq e \leq 0.142\text{m}$$

On adopte ; $e = 10\text{cm}$

***Epaisseur du palier :**

$$\frac{l}{30} \leq e' \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec } l = 2.80\text{m}$$

$$9.33 \leq e' \leq 14\text{cm}$$

Donc : on adopte pour le palier la même épaisseur que la paillasse $e' = e = 10\text{cm}$

2-2-Evaluation des charges :(pour une bande de 1m de largeur d'escalier)

*** Paillasse :**

*poids propre de la paillasse $1\text{m} \times \frac{2.5 \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2.5 \cdot 0.10}{0.843} = 0.296\text{t/m}$

*poids propre des marches $1\text{m} \times \frac{2.2 \times 0.17}{2} = 0.187\text{t/ml}$

*Mortier de ciment (2cm) $1 \times 0.02 \times 2 = 0.04\text{t/ml}$

*Enduit de plâtre $1 \times 0.01 \times 2 = 0.02\text{t/ml}$

*Garde corps $= 0.01\text{ t/ml}$

$$G = 0.553\text{ t/ml}$$

$$Q = 0.25\text{ t/ml}$$

*** Palier intermédiaire :**

*Mortier de ciment	$0.02 \times 2 = 0.04 \text{ t/ml}$
*poids propre	$0.1 \times 1 \times 2.5 = 0.25 \text{ t/ml}$
*Revêtement (carrelage = 2cm)	$0.02 \times 2 \times 1 = 0.04 \text{ t/ml}$
*Enduit de plâtre	$= 0.02 \text{ t/ml}$
	<hr/>
	$G = 0.35 \text{ t/ml}$
	$Q = 0.25 \text{ t/ml}$

*Combinaison des charges (1.35 G + 1.5Q)

ELU :

$$q_{u1} = 1.35 (0.553) + 1.5 (0.25) = 1.21 \text{ t/ml}$$

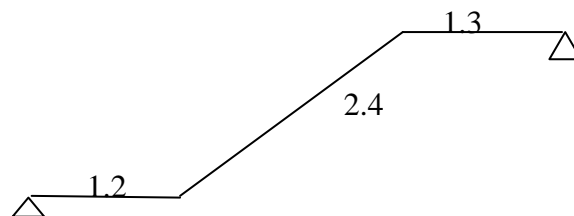
$$q_{u2} = 1.35 (0.35) + 1.5 (0.25) = 0.847 \text{ t/ml}$$

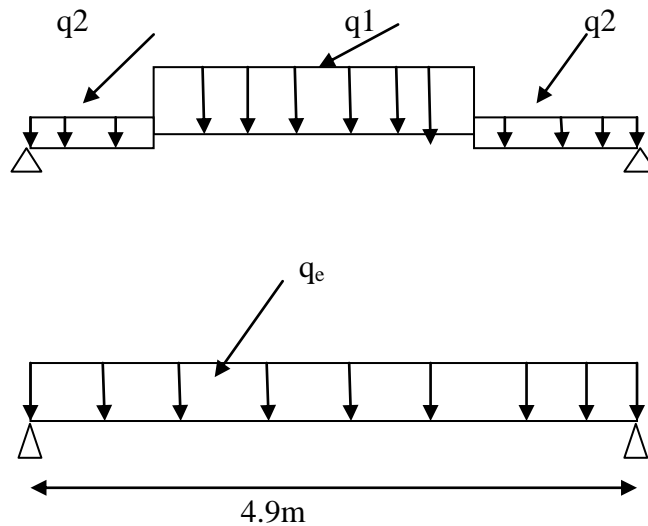
ELS : (G+Q) :

$$q_{ser1} = 0.553 + 0.25 = 0.803 \text{ t/ml}$$

$$q_{ser2} = 0.35 + 0.25 = 0.6 \text{ t/ml}$$

*Charge équivalent q_e :





ELU :

$$q_{eu} = \frac{\sum q_{ui} \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{1.21 \cdot 2.4 + 0.847(1.2 + 1.3)}{2.4 + 1.2 + 1.3} = 1.025 \text{ t/ml}$$

ELS :

$$q_{eser} = \frac{\sum q_{ser} \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{0.803 \times 2.4 + 0.6(1.2 + 1.3)}{2.4 + 1.2 + 1.3} = 0.713 \text{ t/ml}$$

2-3-Calcul des moments :

Pour les poutres simplement appuyées ou semi encastrées nous avons :

*En travée $M_t = 0.85$

*Sur appui $M_a = 0.2 M_0$

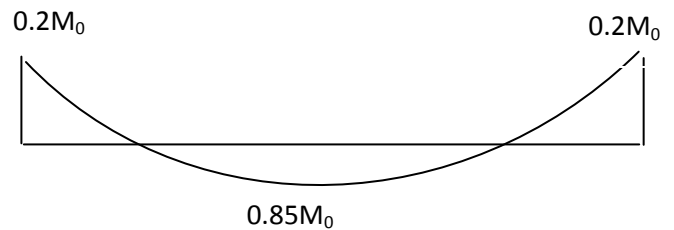


Figure7 : « Diagramme des moments fléchissant des

ELU :

$$M_0 = \frac{q_{eu} \cdot l^2}{8} = \frac{(1.025)(4.9)^2}{8} = 3.076 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 2.614 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.2 M_0 = 0.615 \text{ t.m}$$

ELS:

$$M_0 = \frac{q_{eser} \cdot l^2}{8} = \frac{0.713(4.9)^2}{8} = 2.139 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 1.818 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.2 M_0 = 0.427 \text{ t.m}$$

2-4-Calcul du ferrailage à l'ELU :

2-4-1- En travée :

$$b=1, d= 0.1\text{m}, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}, \quad M_{tu} = 2.614 \text{ t.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.614 \cdot 10^{-2}}{1(0.1)^2 \times 14.2} = 0.184$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.256$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.897$$

$$Z_u = \beta_u \cdot d = 0.0897$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{2.614 \times 10^2}{0.0897 \times 435} = 6.699 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA14 avec $A = 7.70 \text{ cm}^2$

***Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93$$

2-4-2- Sur appui :

M_u (t.m)	b (cm)	d (cm)	U_{bu}	α_u	Z_u	A_{min} cm^2	$A_{calcul\ée}$ cm^2	$A_{adopt\ée}$	
0.615	100	10	0.043	0.054	0.097	0.97	1.44	1.49	4HA 8

Tableau 8 : calcul des armatures Sur appui dans les escaliers.

***Condition de nom fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow$$

$$\text{En travée : } A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \frac{2.1}{500} = 0.97cm^2$$

$$\text{En appui : } A_{min} \geq 0.97cm^2$$

*** Vérification à l'ELS par la méthode directe (calcul des armatures) :**

En travée :

$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 202} \cdot 0.1 = 5.3cm.$$

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 0.1 - \frac{5.3}{3} = 8.23cm$$

$$\bar{M}_1 = \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} b \cdot \bar{y}_1 \cdot \bar{Z}_1 = \frac{15}{2} \times 1 \times 0.053 \times 0.0823 = 0.0327MN.m$$

$$\bar{M}_1 > M_{aser} = 1.818t.m = 0.0181MN.m \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_{aser}}{\bar{Z}_1 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.0181}{0.0823 \times 202} \times 10^4 = 10.887cm^2$$

Donc : $A_s > A_u$

Alors : on adopte 6HA16 avec $A = 12.06 cm^2$

Sur appui :

$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 202} \cdot 0.1 = 5.3 \text{ cm.}$$

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 0.1 - \frac{5.3}{3} = 8.23 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} \cdot b \cdot \bar{y}_1 \cdot \bar{Z}_1 = \frac{15}{2} \times 1 \times 0.053 \times 0.0823 = 0.0327 \text{ MN.m}$$

$$\bar{M}_1 > M_{aser} = 0.427 \text{ t.m} = 0.00427 \text{ MN.m} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_{aser}}{\bar{Z}_1 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.00427}{0.0823 \times 202} \times 10^4 = 2.56 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s > A_u$

Alors : on adopte 6HA8 avec $A = 3.02 \text{ cm}^2$

2-5-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_U = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1.025 \times 4.9}{2} = 2.51 \text{ t}$$

$$T_u = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{2.51 \times 10^{-2}}{1 \times 0.1} = 0.251 \text{ MPA}$$

$$\bar{T}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.17 \text{ MPA}$$

$T_u < \bar{T}_u \Rightarrow$ Pas d'armatures transversales.

2-6-Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est inutile, car le redimensionnement est fait avec la condition de flèche.

III/3/ Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à la flexion simple + la torsion.

3-1- Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{2.8}{15} \leq h \leq \frac{2.8}{10}$$

$$18.7 \leq h \leq 28cm$$

Selon RPA 99 version 2003.

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \text{On adopte : } \begin{cases} b = 30cm \\ h = 30cm \end{cases}$$

3-2- Evaluation des charges :

-Poids propre $0.3 \times 0.3 \times 2.5 = 0.225t/ml$

$-R_A$: réaction de l'escalier sur la poutre $1.025 \left(\frac{4.9}{2}\right) = 2.511 t/ml$

-Poids de mur $0.22 \times 0.13 = 0.249$

$$q_u = 1.35G + R_{Au} \text{ Avec } G = 0.225 + 0.249 = 0.474$$

R_A : Déjà majorée.

$$q_u = 1.35(0.474) + 2.511 = 3.15t/ml$$

$$q_{ser} = 0.474 + 0.713 \left(\frac{4.9}{2}\right) = 2.220 t$$

*Calculs à l'ELU :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 3.15 \times \frac{2.8^2}{8} = 3.09t.ml$$

$$M_a = 0.2 M_0 = 0.2 \times 3.09 = 0.618t.ml$$

En travée :

$$T_{w1} = q \frac{l}{2} = 3.15 \times \frac{2.8}{2} = 4.41 t ;$$

$$x_1 = \frac{T_w}{q} = 1.4$$

$$M_{t1} = T_w \cdot x - qx^2 - M_w = 4.41 \times 1.4 - \frac{3.15(1.4)^2}{2} - 0.618 = 2.47$$

Moment en travée:

$$M_t = 0.9996 t.m, \quad M_t = 1 t.m$$

$$M_a = \frac{-ql^2}{12}, \quad M_t = \frac{ql^2}{24}$$

Moment sur appui:

$$M_a = M_a = 2t.m \text{ (Les résultants sont vérifier par la MEF + logiciel RDM)}$$

3-3- Calcul du ferrailage :

***A la flexion simple :**

Elément	M_u (t.m)	b (cm)	d (cm)	U_{bu}	α_u	A_{min} cm^2	$A_{calcul\ée}$ cm^2	$A_{adopt\ée}$	
Travée	2.47	30	28	0.074	0.0962	4.5	2.11	3HA14	4.62
Appui	0.618	30	28	0.019	0.024	4.5	0.513	3HA14	4.62

Tableau 9 : Calcul du ferrailage de la poutre palière

***Section minimale :**

CNF :

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 0.81cm^2$$

RPA 99 (version 2003) :

$$A_{min} = 0.5\% b.h$$

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} \times 30 \times 30 = 4.5cm^2$$

$$\text{Donc : } A_{min}^f = \max(A_{min} (CNF); A_{min} (RPA)) = 4.5cm^2$$

3-4- Longueur de recouvrement :

Selon RPA (version 2003) :

$$l_r \leq 40 \phi_1 \text{ En zone I et II}_a$$

$$l_r \leq 50 \phi_1 \text{ En zone II}_b \text{ et III}$$

***Schéma de ferrailage :**

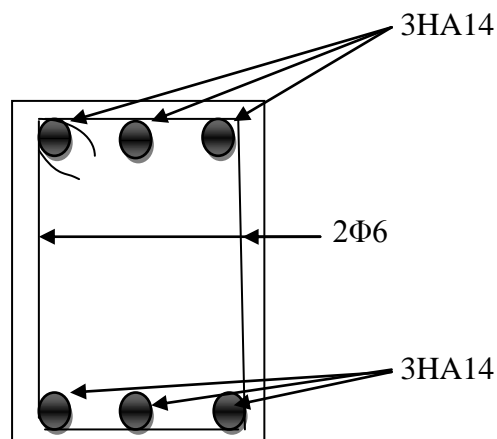


Figure 8 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

Donc on adopte :

$$l_r = 40 \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56cm$$

$$l_r = 50\phi_1 = 70cm$$

Soit : $l_r = 50cm$ zone II_a

$$l_r = 60cm \text{ Zone } II_b$$

3-5- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$V_u = \frac{3.15 \times 2.8}{2} = 4.41 \text{ t}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.3 \text{MPa}, 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{T}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{4.41}{0.3 \times 0.28} \times 10^{-2} \Rightarrow T_u = 0.525 \text{MPa}$$

$T_u < \bar{T}_u$ Les armatures transversales sont des armatures droite ($\alpha = 90^\circ$)

***Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(25; 40) \text{ cm (BEL91)}$$

$$\text{En dehors de la zone nodale} \rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq 15 \text{cm (RPA99)}$$

$$\rightarrow S_t = 15 \text{cm}$$

$$\text{Zone nodale} \rightarrow S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t \leq (7.5; 16.8) \text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 7 \text{cm}$$

Diamètre maximal des armatures d'Ames :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0.86; 3; 1.4)$$

$$\text{Soit } \phi_t = 6 \text{mm} \text{ donc : } A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{cm}^2.$$

***Vérification :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{T_u - 0.3f_{tj} \cdot k}{0.8f_e}$$

K=1 : flexion simple

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 (0.52 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.8 \times 500}$$

$$A_t \geq -0.14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.57 > -0.14 \Rightarrow \text{ok}$$

$A_t = -0.14 \rightarrow$ Le signe (-) veut dire que, la section théoriquement n'a pas besoin d'armature transversales ; le béton seul peut résister à l'effort tranchant on va mettre des armatures de montage.

D'après le RPA 99(version 2003) :

$$A_{tmin} \geq 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{tmin} \geq 0.003 \times 15 \times 30$$

$$A_{tmin} \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc : la section finale d'armature transversales sera un cadre $\emptyset 8$ et une epingle $\emptyset 6$:

$$(2 \emptyset 6 + 2 \emptyset 8) \text{ avec } A_t = 1.58 \text{ cm}^2$$

3-6-A la torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément réparti sur sa longueur, est le moment sur appui de l'escalier.

D'après le CBA article : A.5.4.2.2 (page 53) pour un profil plein de forme convexe, on remplace la section réel par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au (1/6) du diamètre du cercle qu'il possible d'inscrire dans le contour extérieur. La contrainte de torsion T_u est calculée comme pour les sections creuses.

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2\Omega \cdot b_0}$$

Avec :

T_u = Moment de torsion

b_0 = épaisseur réelle de la paroi ; $b_0 = \frac{a}{6}$

Ω = aire du contour à des parois.

$$\Omega = \left(a - \frac{a}{6}\right) \left(b - \frac{a}{6}\right) = \frac{5}{6} a \left(b - \frac{a}{6}\right)$$

$$\Omega = 5 \times \frac{30}{6} \left(30 - \frac{30}{6}\right) = 625 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$T_u = 0.634 \text{ t.m}$ Moment des escaliers (sur appui) :

$$\tau_{uT} = \frac{0.634 \times 10^{-2}}{2 \times 0.0625 \times 0.05}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPA}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{tj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{b.d} \text{ avec } V_u = 4.41 \text{ t (Calculé auparavant).}$$

$$b = 30, \quad d = 30 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{4.41 \times 10^{-2}}{0.3 \times 0.3} = 0.49 \text{ MPA}$$

τ_u : Contrainte tangente de cisaillement.

Pour les sections pleines, il ya lieu de vérifier l'expression :

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{CBA 93, article: A.5.4.3})$$

$$(1.01)^2 + (0.49)^2 = 1.26 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{OK}$$

*** Calcul des armatures :**

Les armatures sont justifiées par application de la règle des coutures aux

Aux sections droites (normales à l'axe longitudinal de la pièce) et aux sections radiales passant par ce même axe, elles sont disposées le plus près possible des parois compte tenu des règles sur l'enrobage

*la section des armatures longitudinales est donnée par la formule :

$$\frac{A_t \cdot f_{et}}{S_t \cdot \gamma_s} = \frac{\sum A_l}{U} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega} \quad (\text{Article : A.5.4.4 -CBA 93}).$$

$\sum A_l$ = la somme des sections des aciers longitudinaux,

U = le périmètre du contour d'aire :

A_t = section d'un cours d'armature transversales située dans la largeur prise en compte pour le calcul de la contrainte tangente de torsion.

$$U = 2 \left(b - \frac{a}{6} \right) \times 2 = 4 \left(30 - \frac{30}{6} \right) = 100 \text{ cm}$$

$$\sum A_l = \frac{T_u \cdot U \cdot \gamma_s}{f_e \cdot 2\Omega} = \frac{0.634 \times 1 \times 1.15 \times 10^{-2}}{500 \times 2 \times 0.0625} \times 10^4$$

$$\sum A_l = 1.17 \text{ cm}^2$$

***Section minimale :**

$$\frac{\sum A_{lmin} \cdot f_e}{b_0 \cdot U} \geq 0.4 \text{ MPA} \Rightarrow \sum A_{lmin} \geq \frac{0.4 b_0 \cdot U}{f_e}$$

$$\sum A_{lmin} \geq \frac{0.4 \times 30 \times 100}{500} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \sum A_l = 2.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA 14 avec : $A = 3.08 \text{ cm}^2$

Les armatures doivent être régulièrement réparties sur le périmètre ou bien concentrées aux angles.

***Armature transversales :**

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

***Section minimale :**

$$\frac{A_t}{b_0} \cdot \frac{f_e}{S_t} \geq 0.4 \text{ MPA}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Même espacement que la flexion simple :

$$\Rightarrow A_t = \frac{T_u \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2\Omega \cdot f_e} = \frac{0.634 \times 0.15 \times 1.15 \times 10^{-2}}{2 \times 0.0625 \times 500} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_t = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.05 \times 0.15}{500} \times 10^4$$

$$A_t \geq 0.06 \text{ cm}^2$$

(2 $\emptyset 6$ + 2 $\emptyset 8$) avec $A_t = 1.58 \text{ cm}^2$

***Ferrailage final de la poutre palière :**

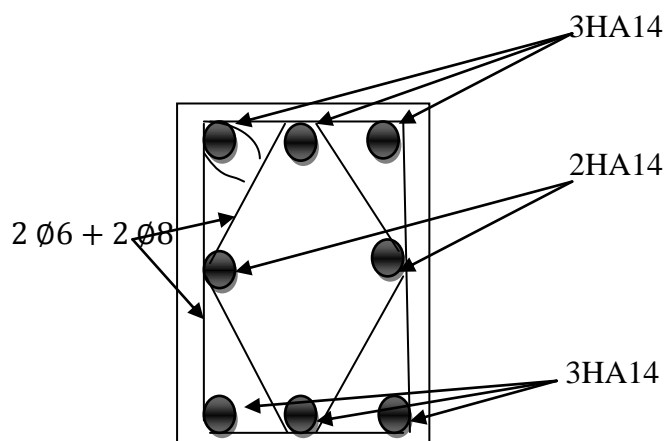


Figure 9 : Schéma de Ferrailage final de la poutre palière

IV/4/ Calcul des balcons :

Dans notre cas, nous avons un seul type de balcon, qui est une dalle reposant sur deux cotes adjacents, les dimensions du balcon sont : (1.50 × 1.90) m²

Ce calcul est base sur la théorie des lignes de rupture, traitée dans le document (practical yield line desingn) proposé par : *M. jahnson*

-L'épaisseur du balcon est $h = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$

a, d : dimensions du balcon = 1.50 x 1.90

n : La charge ultime totale

$$N = 1.35 (5.01) + 1.5 (3.5) = 12.01kn/m^2$$

M : moment ultime le long de la ligne de rupture

$$M = \max (M1 , M2) \geq M1 \text{ pour } a < b \text{ et } M2 \text{ pour } a > b$$

b_r ; dimension réduite

i₁,i₂ ; coefficients du moment sur appui

-le balcon est considéré continu des deux cotés

4-1-détermination de M

$$a < b \gg a = 1.50$$

$$b = 1.90$$

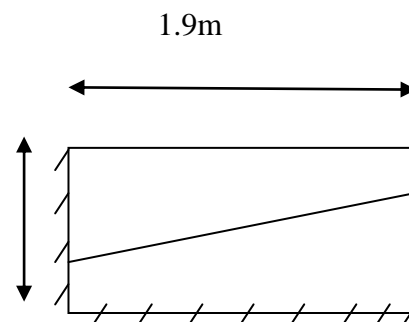
$$M_1 = \frac{N \times b_r \times a}{1.5+3\frac{a}{b_r}+i_2(1+\frac{2 \times b_r}{a})}$$

1.5m

Pennons: i₁ = i₂ = 0.3

$$b_r = \frac{1.90}{\sqrt{1+0.3}} = 1.67$$

$$M_1 = \frac{12.01 \times 1.67 \times 1.50}{1.5+3\frac{1.5}{1.67}+0.3(1+\frac{2 \times 1.67}{1.50})} = 5.17 kN.m/ml$$



$$b < a \gg b = 1.50 \text{ m}$$

$$a = 1.90 \text{ m}$$

$$b_r = \frac{1.50}{\sqrt{1+0.3}} = 1.32 \text{ m}$$

$$M_2 = \frac{12.01 \times 1.32 \times 1.90}{1.5+3 \frac{1.9}{1.32} + 0.3(1 + \frac{2 \times 1.32}{1.90})} = 4.60 \text{ kN.m/ml}$$

$$M = \max(5.17, 4.60) = 5.17 \text{ kN.m/ml}$$

Moment en service :

$$M_{ser} = \frac{M_u}{1.5} = \frac{5.17}{1.5} = 3.45 \text{ kN.m}$$

4-2-Calcul Ferrailage

$$D = h - d' - d' = 15 - 2 - 2 = 11 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$Z_u = 0.95 \times d = 10.45 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{5.17 \times 10^3}{10.45 \times 435} = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

***Section minimale :**

$$A_{\min} = 0.13 \times \frac{100 \times h}{100}$$

$$A_{\min} = 0.13 \times \frac{100 \times 15}{100} = 1.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(1.95 ; 1.14) = 1.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5HA10 = 3.93 cm² pour les deux nappes (supérieure et inférieure), et dans les deux sens (I_x , I_y)

***Escarpment:**

$$S = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

$$S = 20\text{cm} < 3 \times h = 60\text{cm}$$

***Vérification de la flèche :**

$$I = \frac{1.1 \times 16^3}{12} = 375.5\text{cm}^4$$

$$E = 32164.2\text{Mpa}$$

$$f = \frac{M_{ser} (a^2 * b)}{3 \times E \times I} = f = \frac{3.45 (1.50^2 \times 1.90^2)}{3 \times 32164.2 \times 375.5} \times 10^5 = 0.08\text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{250} = \frac{\sqrt{1.5^2 + 1.9^2}}{250} = 3.31\text{mm}$$

$$f = 0.08\text{mm} < f_{adm} = 3.31\text{mm}$$

***Ferrailage du balcon :**

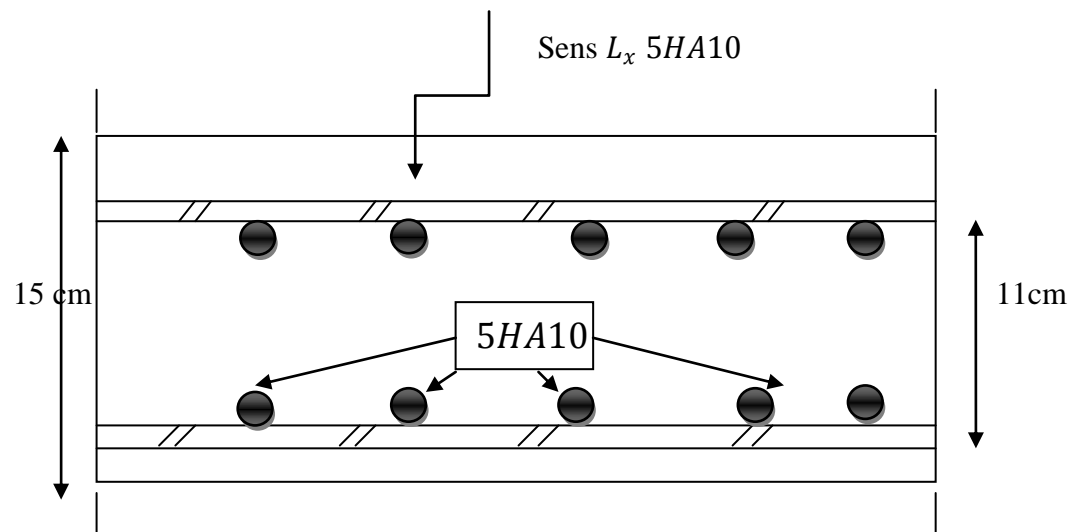
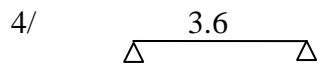
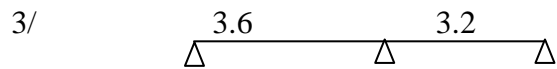
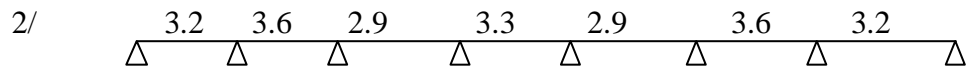
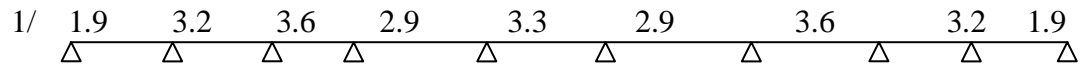


Figure 10 : Ferrailage du balcon

Calcul des planchers :

Puisque tous les planchers du bâtiment sont de type en corps creux, leur calcul se résume en celui d'une poutrelle, et d'une table de compression.

Pour notre projet nous avons 04 types de poutrelles ;



Vu que nous allons adopter le même ferrailage pour toutes les poutrelles du bâtiment, nous allons donc chercher à évaluer les moments les plus défavorables en travées et sur appuis des deux planchers terrasse et étage courant.

1/ plancher terrasse :

Les moments, et les efforts tranchants dans les nervures seront calculés selon la méthode de Caquot ; (la méthode forfaitaire n'étant pas applicable ; car le rapport :

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.20}{1.90} = 1.68 > 1.25 \text{ m}$$

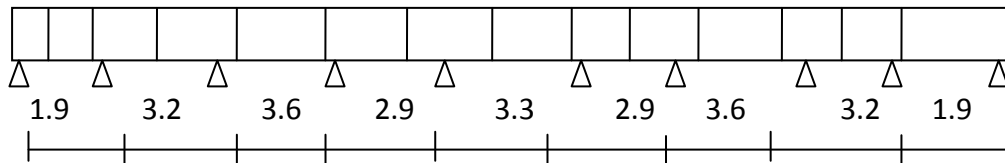
***Calculs des charges à L'ELU et L'ELS :**

$$G = 576 \text{ kg/m}^2; \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2 \quad S_n = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$QU = (1.35G + 1.5Q + S_n) \times 0.65 = 635.44 \text{ kg/ml}$$

$$QS = (G + Q + S_n) \times 0.65 = 471.9 \text{ kg/m}$$

1-Poutrelle de type 1:



***Principe de calcul:**

Notation de longueur:

$L' = 0.8L$ Travée intermédiaire.

$L = L$ Travée de rive.

-Cas des charges uniformément réparties :

- Moment en appuis : $M_{i(q)} = \frac{q_w l'_w + q_e l'_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$
- Moment en travée : $M_t = T_w \cdot x - qx^2 - M_w$; $x = \frac{T_w}{q}$
- Efforts tranchant : $T_W = \frac{ql}{2} + M_w - M_e/l$

***Sur appui :**

Appui	L _w (m)	L _e (m)	q _w	q _e	M _a
1)	1.9	2.56	0.635	0.635	0.396
2)	2.56	2.88	0.635	0.635	0.559
3)	2.88	2.32	0.635	0.635	0.523
4)	2.32	2.64	0.635	0.635	0.466
5)	2.64	2.32	0.635	0.635	0.466
6)	2.32	2.88	0.635	0.635	0.523
7)	2.88	1.56	0.635	0.635	0.559
8)	1.56	1.9	0.635	0.635	0.396

Tableau 10 : Moment en appuis étage terras dans Poutrelle N=1 à l'ELU

Sur les appuis de rive :

$$M_A = M_F = 0.2M_0 = 0.2 \times 0.635 \times \frac{(1.9)^2}{8} = 0.057 \text{ t.m}$$

***En travée :**

Travée	M _w	M _e	Q	L	T _w	T _e	X	M _t
1)	0.057	0.396	0.635	1.9	0.42	0.78	0.76	0.082
2)	0.396	0.559	0.635	3.2	0.57	1.07	1.52	0.35
3)	0.559	0.523	0.635	3.6	1.15	1.13	1.80	0.49
4)	0.523	0.466	0.635	2.9	0.94	0.9	1.48	0.17
5)	0.466	0.466	0.635	3.3	1.05	1.05	1.65	0.40
6)	0.466	0.523	0.635	2.9	0.9	0.94	1.42	0.17
7)	0.523	0.559	0.635	3.6	1.13	1.15	1.78	0.49
8)	0.559	0.396	0.635	3.2	1.07	0.57	1.69	0.35
9)	0.396	0.057	0.635	1.9	0.78	0.42	1.17	0.082

Tableau 11 : Moment en travée étage terras dans Poutrelle N=1 à l'ELU

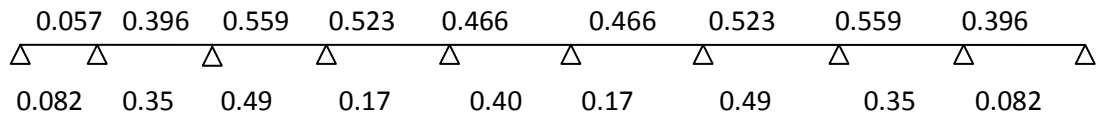


Figure 11 : Valeurs des moments (t.m)

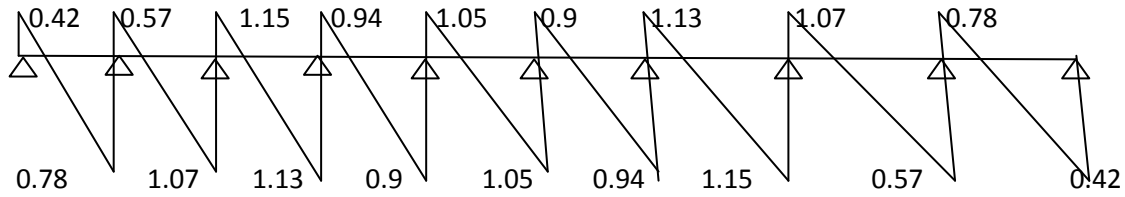


Figure 12 : digramme des efforts tranchants (T)

***Calcul des armatures en travée :**

On a $M_{ut} = 0.49 \text{ t.m}$

$$M_{ut} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times 16 = 59072 \text{ N.M} = 5.907$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.49 \times 10^4}{65(18)^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.372 \text{ d'où } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.0201$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.991$$

$$Z_u = \beta_u \cdot d = 0.18$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{0.49 \times 10^4}{0.991 \times 18 \times 435} = 0.631 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = \max(A_u; A_{min}) = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 = 1.57 cm²

***Calcul des armatures sur appui:**

$$M_{a \max} = 0.559 \text{ t.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0.559 \times 10^4}{15(18)^2 \times 14.2} = 0.081 < 0.372 \text{ d'où } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.105$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.958$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u.d.\sigma_{su}} = \frac{0.559 \times 10^4}{0.958 \times 18 \times 435} = 0.9 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 15 \times 18 \times \frac{2.1}{500}$$

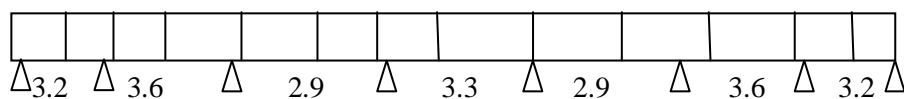
$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = \max(A_u; A_{min}) = 0.9 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA12 = 1.13 cm²

La fissuration étant peu nuisible le calcul donc à l'ELS n'est pas nécessaire.

2- Poutrelle N=2



***Calculs à l'ELU :**

Sur appui :

Appui	$L'_W(m)$	$L'_e(m)$	$q_w(t/ml)$	$q_e(t/ml)$	$M_a(t.m)$
1	3.2	2.88	0.635	0.635	0.696
2	2.88	2.32	0.635	0.635	0.523
3	2.32	2.64	0.635	0.635	0.465
4	2.64	2.32	0.635	0.635	0.465
5	2.32	2.88	0.635	0.635	0.523
6	2.88	3.2	0.635	0.635	0.696

Tableau 12 : Moment en appuis étage terras dans Poutrelle N=2 à l'ELU.

Sur les appuis de rive :

$$MA = MF = 0.2M0 = 0.2 \cdot (0.635) \cdot \frac{(3.2)^2}{8} = 0.163$$

En travée :

Travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q(t)$	$L(m)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$X(m)$	$M_t(t.m)$
1	0.163	0.696	0.635	3.2	0.85	1.18	1.34	0.41
2	0.696	0.523	0.635	3.6	1.19	1.09	1.87	0.42
3	0.523	0.465	0.635	2.9	0.94	0.90	1.48	0.17
4	0.465	0.465	0.635	3.3	1.05	1.05	1.65	0.40
5	0.465	0.523	0.635	2.9	0.90	0.94	1.42	0.17
6	0.523	0.696	0.635	3.6	1.09	1.19	1.72	0.42
7	0.696	0.163	0.635	3.2	1.18	0.85	1.86	0.41

Tableau 13 : Moment en travée étage terras dans Poutrelle N=2 à l'ELU

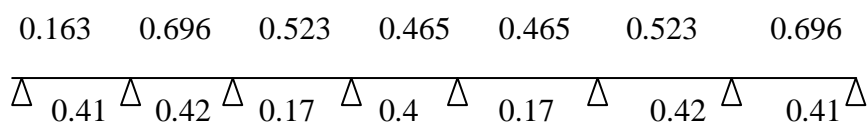


Figure 13 : Valeurs des moments (T.m)

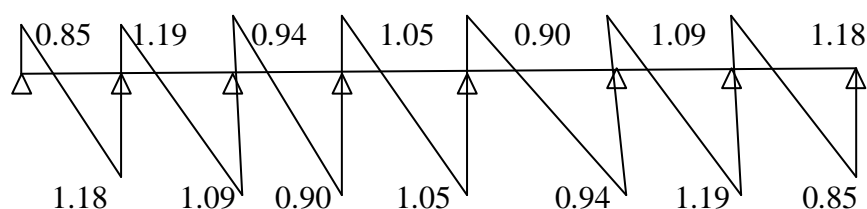


Figure 14 : Diagramme des efforts tranchants (T)

***Calcul des armatures en travée :**

On a $M_{ut} = 0.42 \text{ t.m}$

$$M_{ut} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times 16 = 59072 \text{ N.M} = 5.907$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.42 \times 10^4}{65(18)^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.372 \text{ d'où } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.018$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.99$$

$$Z_u = \beta_u \cdot d = 0.18$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{0.42 \times 10^4}{0.99 \times 18 \times 435} = 0.54 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = \max(A_u; A_{min}) = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adoptée =2HA10 = 1.57 cm²

***Calcul des armatures sur appui:**

$M_{a \max} = 0.696 \text{ t.m}$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.696 \times 10^4}{15(18)^2 \times 14.2} = 0.10 < 0.372 \text{ d'où } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.13$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.95$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{MPa}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{0.696 \times 10^4}{0.95 \times 18 \times 435} = 0.94 \text{ cm}^2$$

CNF :

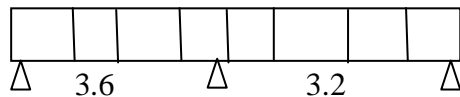
$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 15 \times 18 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = \max(A_u; A_{min}) = 0.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA 12 = 1.13 cm²

3- Poutrelle N=3



***Calculs à l'ELU :**

$$M_{a2} = \frac{q_w l'_w + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{0.635 \cdot (49.424)}{8.5 \cdot (6.8)} = 0.54 \text{ t.m}$$

$$M_{a1} = 0.2 M_0 = 0.2 \times 0.635 \times \frac{(3.6)^2}{8} = 0.2 \text{ t.m}$$

$$M_{a3} = 0.2 M_0 = 0.2 \times 0.635 \times \frac{(3.2)^2}{8} = 0.16 \text{ t.m}$$

Sur travée :

$$T_{w1} = 0.635 \times \frac{3.6}{2} + \frac{0.2 - 0.54}{3.6} = 1.05 \text{ t.m} ; \quad T_{w2} = 0.9 \text{ t.m}$$

$$T_{e1} = 1.24 \text{ t.m} ; \quad T_{e2} = 1.14 \text{ t.m}$$

$$x_1 = \frac{T_w}{q} = 1.63 ; \quad x_2 = 1.42$$

$$M_{t1} = T_w \cdot x - q x^2 - M_w = 0.67 ; \quad M_{t2} = 0.44 \text{ t.m}$$

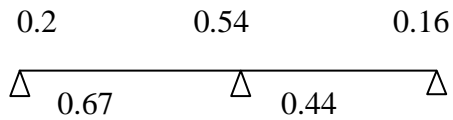


Figure 15 : Valeurs des moments

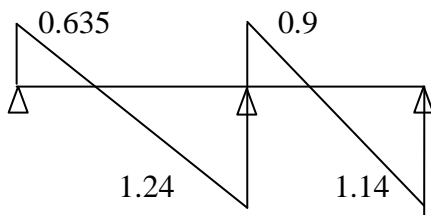


Figure 16 : Diagramme des efforts tranchants(T)

***Calcul des armatures en travée :**

On a $M_{ut} = 0.67 \text{ t.m}$

$$M_{ut} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times 16 = 59072 \text{ N.M} = 5.907$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.67 \times 10^4}{65(18)^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.372 \text{ d'où } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.028$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.99$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{0.67 \times 10^4}{0.99 \times 18 \times 435} = 0.86 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = \max(A_u; A_{min}) = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 = 1.57 cm²

***Calcul des armatures sur appui:**

$$M_{a \max} = 0.54 \text{ t.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0.54 \times 10^4}{15(18)^2 \times 14.2} = 0.078 < 0.372 \text{ d'où } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.1$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.959$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u.d.\sigma_{su}} = \frac{0.54 \times 10^4}{0.959 \times 18 \times 435} = 0.72 \text{ cm}^2$$

CNF :

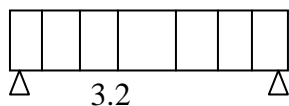
$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 15 \times 18 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = \max(A_u; A_{min}) = 0.72 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA12 = 1.13 cm²

4- Poutrelle N=4 :



***Calculs à l'ELU :**

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1.03$$

$$M_a = 0.2 M_0 = 0.2 \times 1.03 = 0.2$$

Sur travée :

$$T_{w1} = 1.14 \text{ t.m ;}$$

$$x_1 = \frac{T_w}{q} = 1.8$$

$$M_{t1} = T_w \cdot x - qx^2 - M_w = 1.14 \times 1.8 - \frac{0.635(1.8)^2}{2} - 0.2 = 0.83$$

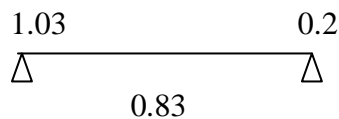


Figure 17 : Valeurs des moments

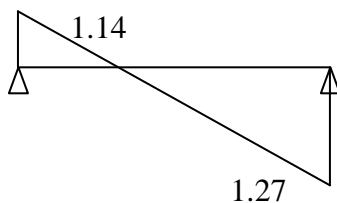


Figure 18 : Diagramme des efforts tranchants

***Calcul des armatures en travée :**

On a $M_{ut} = 0.83 \text{ t.m}$

$$M_{ut} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times 16 = 59072 \text{ N.M} = 5.907$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.83 \times 10^4}{65(18)^2 \times 14.2} = 0.027 < 0.372 \text{ d'où } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.035$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.986$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{0.88 \times 10^4}{0.986 \times 18 \times 435} = 1.08 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = \max(A_u; A_{min}) = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 = 1.57 cm²

***Calcul des armatures sur appui:**

$$M_a \text{ max} = 0.2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.2 \times 10^4}{15(18)^2 \times 14.2} = 0.029 < 0.372 \text{ d'où } A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.037$$

$$\beta_u = 1 - 0.4\alpha_u = 0.985$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{0.2 \times 10^4}{0.959 \times 18 \times 435} = 0.26 \text{ cm}^2$$

CNF :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 15 \times 18 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Chap IV : calcul des planchers

$$A_{ut} = \max(A_u; A_{min}) = 0.26 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA12 = 1.13 cm²

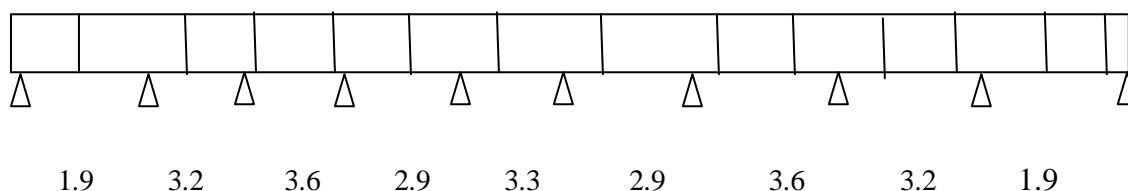
II / Plancher courant :

$$G=501 \text{ kg/m}^2, \quad Q=150 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 585.87 \text{ kg/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 0.65 = 423.15 \text{ kg/ml}$$

1-Poutrelle N=1 :



*Calculs à l'ELU :

*Sur appui :

Appui	L' _w (m)	L' _e (m)	q _w	q _e	M _a
1)	1.9	2.56	0.585	0.585	0.36
2)	2.56	2.88	0.585	0.585	0.51
3)	2.88	2.32	0.585	0.585	0.48
4)	2.32	2.64	0.585	0.585	0.43
5)	2.64	2.32	0.585	0.585	0.43
6)	2.32	2.88	0.585	0.585	0.48
7)	2.88	2.56	0.585	0.585	0.51
8)	2.56	1.9	0.585	0.585	0.36

Tableau 14 : Moment en appuis étage courant dans Poutrelle N=1 à l'ELU.

***En travée :**

Travée	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$Q(t)$	$L(m)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$X(m)$	$M_t(t.m)$
1	0.05	0.36	0.585	1.9	0.39	0.72	0.66	0.08
2	0.36	0.51	0.585	3.2	0.89	0.98	1.52	0.32
3	0.51	0.48	0.585	3.6	1.06	1.04	1.81	0.45
4	0.48	0.43	0.585	2.9	0.87	0.83	1.49	0.17
5	0.43	0.43	0.585	3.3	0.97	0.97	1.66	0.37
6	0.43	0.48	0.585	2.9	0.83	0.87	1.42	0.17
7	0.48	0.51	0.585	3.6	1.04	1.06	1.78	0.45
8	0.51	0.36	0.585	3.2	0.98	0.89	1.68	0.32
9	0.36	0.05	0.585	1.9	0.72	0.39	1.23	0.08

Tableau 15 : Moment en travée étage courant dans Poutrelle N=1 à l'ELU.

***Calcul de ferrailage :**

On remarque d'après les tableaux des valeurs des moments des efforts tranchant de l'étage courant, que ces valeurs sont inférieures à celles de la terrasse par conséquent et pour des raisons de facilitation de l'exécution et éviter les erreurs sur chantier on adoptera le même ferrailage pour toutes les poutrelles du bâtiment sur appui et en travée savoir : 1HA12 et 2HA10

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_{max} = 1.27 \text{ t}, \quad b_0 = 0.15\text{m}, \quad d = 0.18\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 47.04 \text{ t/m}^2 = 0.47 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} = 2.5 \text{ MPA (fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales sont des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

***Armatures transversales :**

Diamètre maximal des armatures d'âmes.

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(0.57; \frac{15}{10}; 1 \right) \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ (car le diamètre minimal du FeE500 est $\phi 6$)

On adopte 2 $\phi 6$ avec $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

***Espacement :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}$$

K=1 (flexion simple).

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 500}{15(0.47 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = -95$$

Le signe (-) indique que la section théoriquement n'a pas besoin d'armature transversales \Rightarrow on va mettre des armatures de montage.

$$S_{t \max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9 \cdot d ; 40) \text{ cm} = \min (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \times 500}{0.4 \times 15} = 47.50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc $S_t \leq 16.2cm$

Espacement selon RPA 99 :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10cm \text{ (En dehors de la zone nodale).}$$

Soit $S_t = 10cm$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \Rightarrow S_t \leq (15; 12)cm \text{ (zone nodale)}$$

Longueur de la zone nodale :

$$l' = 2h = 2 \times 20 = 40cm.$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de l'appui. (RPA Version 2003).

Ferrailage de la table de compression :

La table de compression est généralement ferrillée par des treillis soudés

En respectant les conditions suivantes : (CBA 93.Article =B.6.8.2.3) :

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

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

-quand l'écartement «*l*» entre axes des nervures est compris entre (50÷ 80)cm, la section «*A*» des armatures perpendiculaires aux nervures doit être :

$$A_{pe} \geq 0.02 \cdot l \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4 \cdot l}{f_e} \text{ Avec : } A(\text{cm}^2/\text{ml}).$$

Et pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{pa} \geq \frac{A_{pe}}{2}$$

1) Section des armatures aux nervures :

$$50 \leq l = 65 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{parrlle} \geq \frac{4l}{f_e}$$

$$A_{pe} \geq 4 \times \frac{65}{500} \Rightarrow A_{pe} \geq 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Et avec $S_t \leq 20\text{cm}$

On adopte 5Ø6 /ml avec $A_{pe} = 1.41 \text{ cm}^2$

2) Section des armatures aux nervures :

$$A_{pa} \geq \frac{A_{pe}}{2} \Rightarrow A_{pa} \geq \frac{1.41}{2} \Rightarrow A_{pa} \geq 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte 4Ø6/ml. avec $A_{pa} = 1.13\text{cm}^2$

Etude de séisme

Le calcul d'une structure aux actions sismiques se résume en l'évaluation de l'action sismique et sa répartition aux différents éléments de contreventement (dans notre cas aux portiques). l'action sismique au niveau de chaque étage provoque une translation et une rotation du diaphragme (suppose infiniment rigide dans son plan). ces deux actions sont appliquées aux niveau de deux points particuliers qui sont ; le centre de gravité des masses et le centre de gravité des rigidités (des éléments de contreventement). la première des étapes serait donc d'évaluer les positions de ces deux points particuliers par rapport à un même repère de manière à avoir l'excentricité entre ces deux points, qui donnera le moment de torsion (rotation) cité auparavant.

1/ Calculs de centre de masse :

$$X_m = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}, \quad Y_m = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

3^{eme} étage :

On calcul les coordonnées X_G et Y_G du centre de gravité de chaque élément se trouvant on 3^{eme} étage aussi que leur poids avec :

$$P = V \cdot W \quad V : \text{volume } (V = L \times S)$$

W : le poids volumique

Centre de masse du plancher terrasse :

élément	Poids (t)	cordonnées		$M_i X_i$ (t.m)	$M_i Y_i$ (t.m)
		$X_G(m)$	$Y_G(m)$		
Acrotère	13.696	13.4	9.7	183.53	132.85
Murs extérieurs	20.15	13.4	9.7	270.01	195.46
Poutre(s)	35.34	13.4	9.59	473.56	338.91
Poutre(p)	41.52	13.4	9.7	556.37	402.74
1/2poteaux	20.655	13.4	9.7	276.78	200.35
Plancher	221.87	13.4	9.7	2973.13	2152.19
Balcons	1.425	13.4	9.7	19.1	13.82
	$\Sigma=354.656$			$\Sigma=4752.48$	$\Sigma=3436.72$

Tableau 16 : Centre de masse du plancher terrasse.

$$X_G = \frac{4752.48}{354.656} = 13.4$$

$$Y_G = \frac{3436.72}{354.656} = 9.69$$

Centre de masse de 2^{eme} étage et 3^{eme} étage :

Elément	Poids (t)	Cordonnées		$M_i X_i$ (t.m)	$M_i Y_i$ (t.m)
		$X_G(m)$	$Y_G(m)$		
Murs extérieurs	40.30	13.4	9.7	540.02	390.91
Poutre(p)	41.52	13.4	9.7	556.37	402.74
Poutre(s)	35.34	13.4	9.59	437.56	338.91
poteaux	41.31	13.4	9.7	553.55	400.71
Escalier	3.36	13.4	15.7	45.02	52.75
Plancher	186.25	13.4	8.17	2495.75	1521.66
Balcons	2.28	13.4	9.7	30.55	22.12
	$\Sigma=350.36$			$\Sigma=4694.82$	$\Sigma=3129.8$

Tableau 17 : Centre de masse de 2^{eme} étage et 3^{eme} étage

$$X_G = \frac{4694.82}{350.36} = 13.4$$

$$Y_G = \frac{3129.8}{350.36} = 8.91$$

Conclusion :

Centre de masse :

Terrasse : $X_G = 13.4m,$ $Y_G = 9.69m$

3^{eme} étage : $X_G = 13.4m,$ $Y_G = 8.91m$

2^{eme} étage : $X_G = 13.4m,$ $Y_G = 8.91m$

1^{eme} étage : $X_G = 13.4m,$ $Y_G = 8.91m$

2/ Calcul de centre de torsion :

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_{ax} Y_a}{\sum I_{ax}}$$

Tous les poteaux sont de même section et on la même, et fabrique en B A,

$$R_i \approx I_i$$

$$Y_{CT} = \frac{I_{ax} (3 \times 0.15 + 5 \times 2.05 + 7 \times 5.25 + 9 \times 8.85 + 6 \times 11.75 + 6 \times 15.05 + 9 \times 17.95 + 7 \times 21.55 + 5 \times 24.75 + 3 \times 26.65)}{60}$$

$$= \frac{581.8}{60} = 9.7 \text{ cm}$$

3/ Calcul de l'excentricité accidentelle :

D'après le RPA 99 (version 2003)

$$e_{acc} = 5\%l \quad \text{Avec } l: \text{ la plus grande dimension du bâtiment}$$

$$e_{acc} = 0.05 \times 26.8 = 1.34 \text{ m}$$

$$e = \max(e_{thiorique}, e_{acc}) \Rightarrow e = \max(0.79, \quad 1.34)$$

Donc : la , on doit considères, une excentricité accidentelle

$$e_x = e_y = 1.34m$$

4/ CALCUL DE LA RIGIDITE :

4-1-Rigidité des portiques :

Pour le calcul de la rigidité des portiques, on utilise la méthode de (Muto) proposée dans la réglementation parasismique japonaise.

Cette méthode se prête bien pour ce type de contreventement ; elle est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique, dont (muto) suggère comme valeur de rigidité avec poteau parfaitement encasté, multiplié par un coefficient correcteur (a) tenant compte de la flexibilité des éléments aboutissants aux nœuds.

*Soit R_n : rigidité relative de niveau d'un portique avec poteau parfaitement encasté.

*R : rigidité relative de niveau d'un portique corrigé ou :

$$R = a. R_n$$

-calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b.h^3}{12}$

*Poteaux : $I = \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} = 675.0 \times 10^{-6} m^4$

*poutres : $I = \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 16.0 \times 10^{-4} m^4$

-Calcul des raideurs des poteaux et des poutres << k >> :

$$k_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_e}, \quad k_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{poutre}}$$

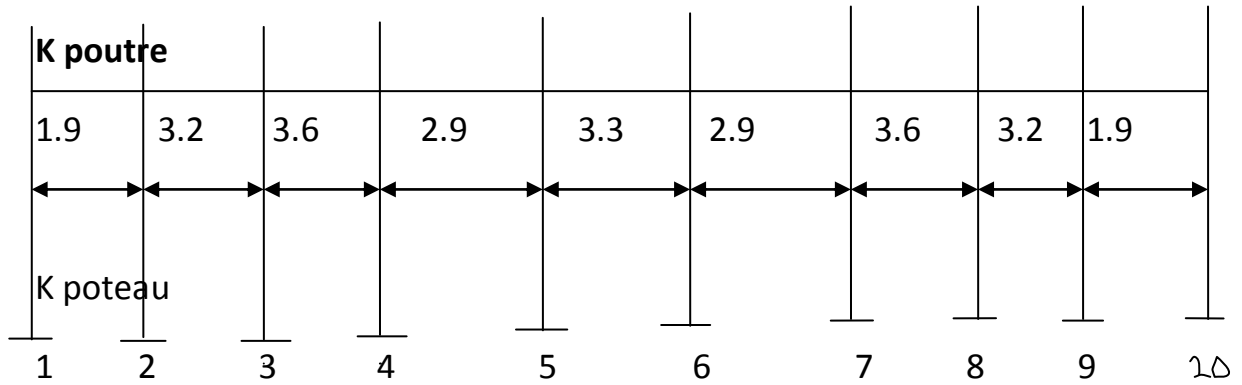
Avec : h_e : la hauteur du poteau << $h_e = 3.06$ >>

L: Longueur de la poutre

$$k_{poteau} = \frac{675 \times 10^{-6}}{3.06} = 220.59 \text{ cm}^3$$

a-sens longitudinal

File (D, H) :



$$k_{poteau} = 220.59 cm^3$$

Poutre :

$$k_{p1} = k_{p9} = \frac{16 \times 10^4}{190} = 842.1 cm^3$$

$$k_{p2} = k_{p8} = \frac{16 \times 10^4}{320} = 500 cm^3$$

$$k_{p3} = k_{p7} = \frac{16 \times 10^4}{360} = 444.44 cm^3$$

$$k_{p4} = k_{p6} = \frac{16 \times 10^4}{290} = 551.72 cm^3$$

$$k_{p5} = \frac{16 \times 10^4}{330} = 484.84 cm^3$$

RDC :

Calcul des coefficients relatif (\bar{k})

$$\bar{k}_1 = \bar{k}_{10} = \frac{k_{p1}}{k_{poteau}} = \frac{842.1}{220.59} = 3.81$$

$$\bar{k}_2 = \bar{k}_9 = 6.08$$

$$\bar{k}_3 = \bar{k}_8 = 4.28$$

$$\bar{k}_4 = \bar{k}_7 = 4.52$$

$$\bar{k}_5 = \bar{k}_6 = 4.7$$

Etage :

$$\bar{k}_1 = \bar{k}_{10} = \frac{3 \times 842.1}{3 \times 220.59} = 3.81$$

$$\bar{k}_2 = \bar{k}_9 = 6.08$$

$$\bar{k}_3 = \bar{k}_8 = 4.28$$

$$\bar{k}_4 = \bar{k}_7 = 4.52$$

$$\bar{k}_5 = \bar{k}_6 = 4.7$$

4-2- Calcul de correcteur (a) :

$$a_{RDC} = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$a_{etage} = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

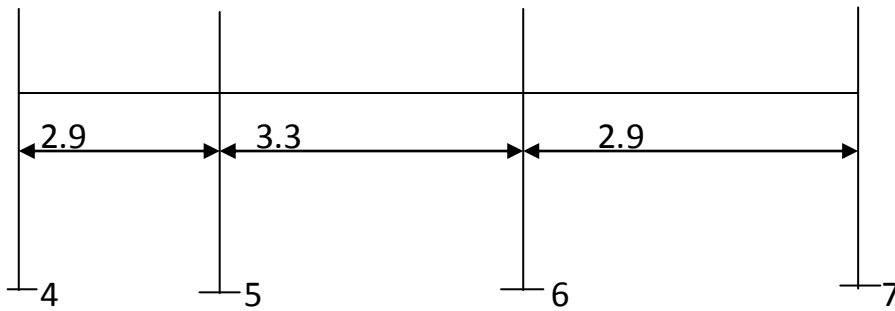
Calcul de rigidité :

$$r = a \cdot \frac{12EI}{h_e^3}$$

N	Axe	\bar{k}	a	$r \text{ t/m}$	$\sum r_{jy}$	$\sum R_{jy}$
RDC	1	3.81	0.74	672.86	7074.14	7074.14
	2	6.08	0.81	736.51		
	3	4.28	0.76	691.05		
	4	4.52	0.78	709.23		
	5	4.7	0.80	727.42		
	6	4.7	0.80	727.42		
	7	4.52	0.78	709.23		
	8	4.28	0.76	691.05		
	9	6.08	0.81	736.51		
	10	3.81	0.74	672.86		
Etage	1	3.81	0.66	600.12	6328.52	6328.52
	2	6.08	0.75	681.95		
	3	4.28	0.68	618.30		
	4	4.52	0.70	635.49		
	5	4.7	0.69	627.40		
	6	4.7	0.69	627.40		
	7	4.52	0.70	635.49		
	8	4.28	0.68	618.30		
	9	6.08	0.75	681.95		
	10	3.81	0.66	600.12		

Tableau 18 : Calcul de rigidité de File (D, H).

File (C, E, G, I) :



$$k_{pot} = \frac{675 \times 10^2}{306} = 220.59 \text{ cm}^3$$

Poutre :

$$k_{p4} = k_{p6} = \frac{16 \times 10^4}{290} = 551.72 \text{ cm}^3$$

$$k_{p5} = \frac{16 \times 10^4}{330} = 484.84 \text{ cm}^3$$

Calcul des coefficients relatif (\bar{k}) :

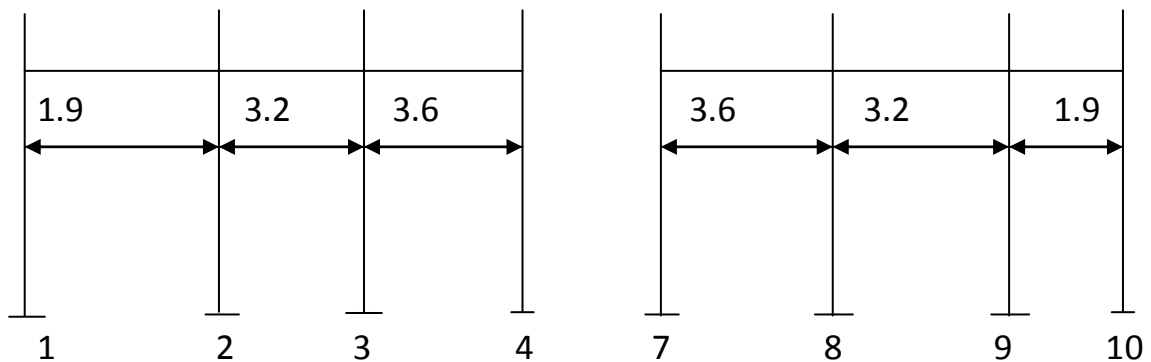
$$\bar{k}_4 = \bar{k}_7 = \frac{551.7}{220.59} = 2.5$$

$$\bar{k}_5 = \bar{k}_6 = 4.7$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r t/m$	Σr_{jy}	ΣR_{jy}
RDC	4	2.5	0.67	609.21	2636.88	2636.88
	5	4.7	0.78	709.23		
	6	4.7	0.78	709.23		
	7	2.5	0.67	609.21		
Etage	4	2.5	0.56	509.19	2291.36	2291.36
	5	4.7	0.70	636.49		
	6	4.7	0.70	636.49		
	7	2.5	0.56	509.19		

Tableau 19 : Calcul de rigidité de File (C, E, G, I).

File (F) :



$$k_{pot} = 220.59 \text{ cm}^3$$

Poutre :

$$k_{p1} = k_{p10} = 842.1 \text{ cm}^3$$

$$k_{p2} = k_{p9} = 500 \text{ cm}^3$$

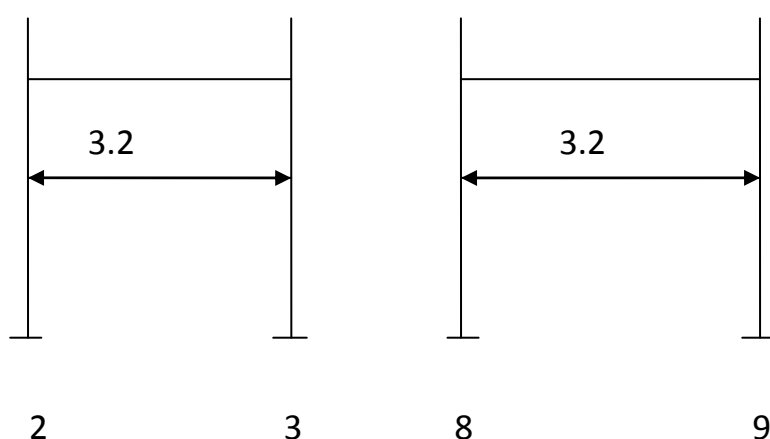
$$k_{p3} = k_{p8} = 444.44 \text{ cm}^3$$

$$k_{p4} = k_{p7} = 444.44 \text{ cm}^3$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r t/m$	Σr_{jy}	ΣR_{jy}
RDC	1	3.81	0.74	672.86	5164.66	5164.66
	2	6.08	0.81	736.51	5164.66	5164.66
	3	4.28	0.76	691.05	5164.66	5164.66
	4	2.01	0.53	481.91	5164.66	5164.66
	7	2.01	0.53	481.91	5164.66	5164.66
	8	4.28	0.76	691.05	5164.66	5164.66
	9	6.08	0.81	736.51	5164.66	5164.66
	10	3.81	0.74	672.86	5164.66	5164.66
ETAGE	1	3.81	0.50	454.64	4710.02	4710.02
	2	6.08	0.68	618.30	4710.02	4710.02
	3	4.28	0.75	681.95	4710.02	4710.02
	4	2.01	0.66	600.12	4710.02	4710.02
	7	2.01	0.66	600.12	4710.02	4710.02
	8	4.28	0.75	681.95	4710.02	4710.02
	9	6.08	0.68	618.30	4710.02	4710.02
	10	3.81	0.50	454.64	4710.02	4710.02

Tableau 20 : Calcul de rigidité de File (F).

File :(B,J) :

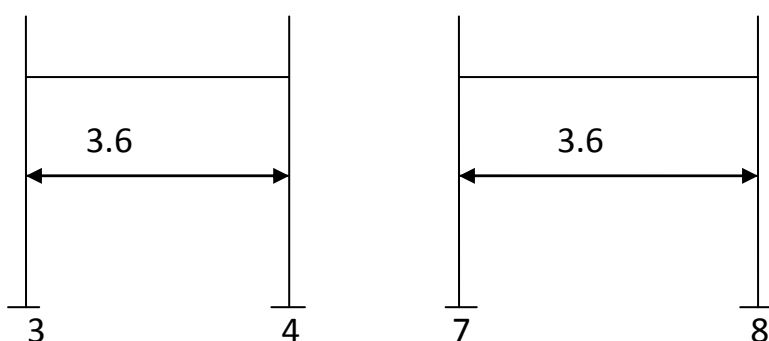


$$k_{poutre} = 500 \text{ cm}^3$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r t/m$	$\sum r_{jy}$	$\sum R_{jy}$
RDC	2	2.27	0.65	591.03	2364.16	2364.16
	3	2.27	0.65	591.03	2364.16	2364.16
	8	2.27	0.65	591.03	2364.16	2364.16
	9	2.27	0.65	591.03	2364.16	2364.16
ETAGE	2	2.27	0.53	481.90	1927.60	1927.60
	3	2.27	0.53	481.90	1927.60	1927.60
	8	2.27	0.53	481.90	1927.60	1927.60
	9	2.27	0.53	481.90	1927.60	1927.60

Tableau 21 : Calcul de rigidité de File (B, J).

File (A, k):



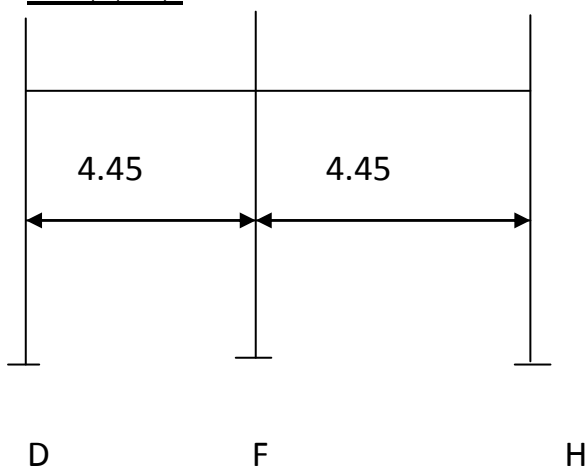
$$k_{poutre} = 444.44 \text{ cm}^3$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r t/m$	$\sum r_{jy}$	$\sum R_{jy}$
RDC	3	2.01	0.63	572.84	2291.36	2291.36
	4	2.01	0.63	572.84	2291.36	2291.36
	7	2.01	0.63	572.84	2291.36	2291.36
	8	2.01	0.63	572.84	2291.36	2291.36
ETAGE	3	2.01	0.50	454.64	1818.56	1818.56
	4	2.01	0.50	454.64	1818.56	1818.56
	7	2.01	0.50	454.64	1818.56	1818.56
	8	2.01	0.50	454.64	1818.56	1818.56

Tableau 22 : Calcul de rigidité de File (A,K).

b- Sans transversal:

File (1, 10):

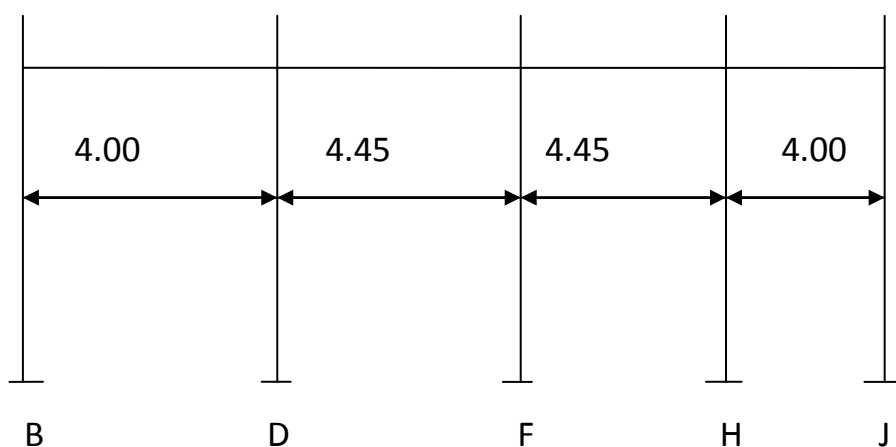


$$k_{poutre} = 359.55cm^3$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r t/m$	$\sum r_{jy}$	$\sum R_{jy}$
RDC	D	1.63	0.59	536.46	1718.5	1718.5
	F	3.26	0.71	645.58	1718.5	1718.5
	H	1.63	0.59	536.46	1718.5	1718.5
ETAGE	D	1.63	0.45	409.17	1382.09	1382.09
	F	3.26	0.62	563.75	1382.09	1382.09
	H	1.63	0.45	409.17	1382.09	1382.09

Tableau 23 : Calcul de rigidité de File (1,10).

File (2, 9):



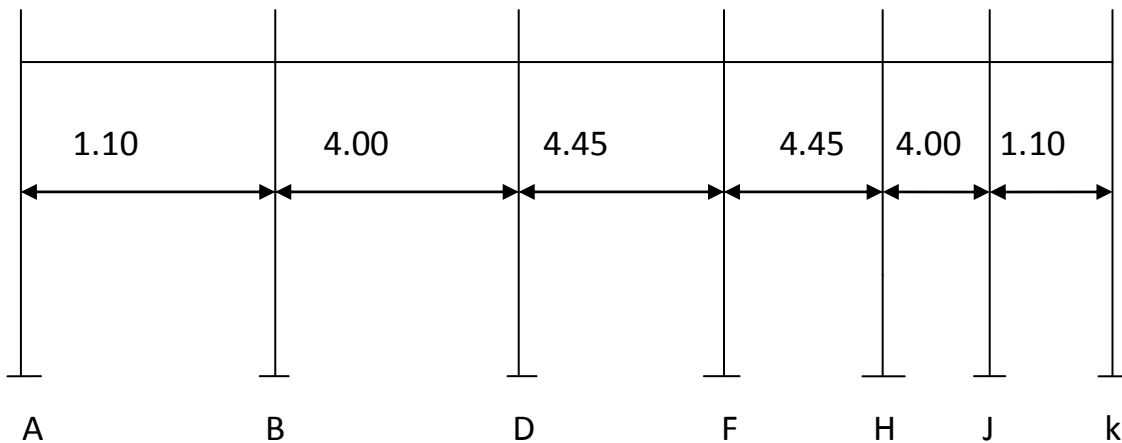
$$k_{poutre\ B,H} = 400cm^3$$

$$k_{poutre\ D,F} = 359.55cm^3$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r\ t/m$	$\sum r_{jy}$	$\sum R_{jy}$
RDC	B	1.81	0.60	545.56	3046.04	3046.04
	D	3.44	0.72	654.67	3046.04	3046.04
	F	3.26	0.71	645.58	3046.04	3046.04
	H	3.44	0.72	654.67	3046.04	3046.04
	J	1.81	0.60	545.56	3046.04	3046.04
ETAGE	B	1.81	0.48	436.45	2582.33	2582.33
	D	3.44	0.63	572.84	2582.33	2582.33
	F	3.26	0.62	563.75	2582.33	2582.33
	H	3.44	0.63	572.84	2582.33	2582.33
	J	1.81	0.48	436.45	2582.33	2582.33

Tableau 24 : Calcul de rigidité de File (2,9).

File (3, 8):



$$k_{poutre\ B,H} = 400cm^3$$

$$k_{pot} = 220.59$$

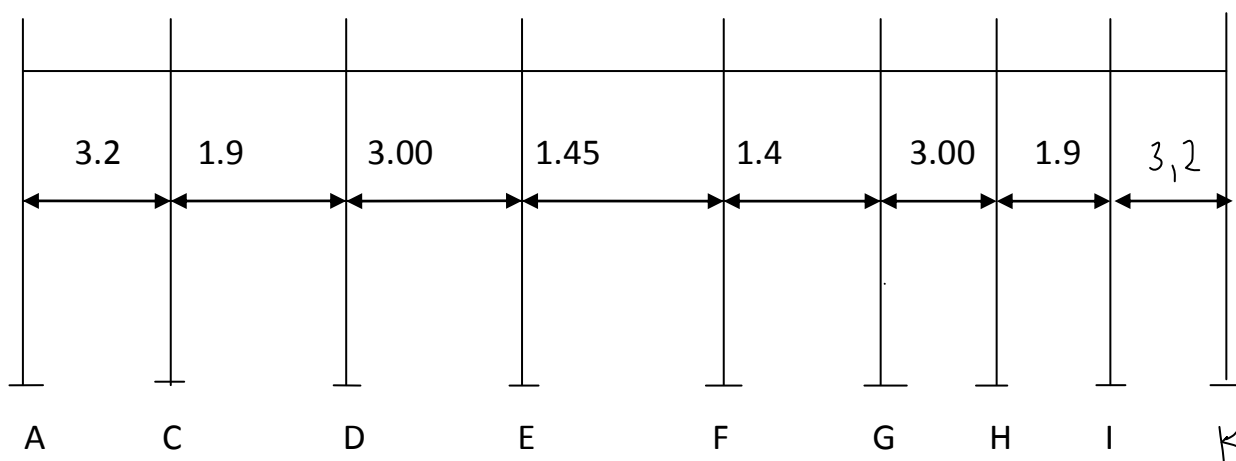
$$k_{poutre\ AJ} = \frac{16 \times 10^4}{110} = 1454.59cm^3$$

$$k_{poutre\ B,H} = 400cm^3 \quad k_{poutre\ D,F} = 359.55cm^3$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r t/m$	$\sum r_{jy}$	$\sum R_{jy}$
RDC	A	6.59	0.83	754.69	5028.24	5028.24
	B	8.40	0.86	781.97	5028.24	5028.24
	D	3.44	0.72	654.67	5028.24	5028.24
	F	3.26	0.71	645.58	5028.24	5028.24
	H	3.44	0.72	654.67	5028.24	5028.24
	J	8.40	0.83	754.69	5028.24	5028.24
	K	6.59	0.86	781.97	5028.24	5028.24
ETAGE	A	6.59	0.77	700.14	4828.22	4828.22
	B	8.40	0.81	736.51	4828.22	4828.22
	D	3.44	0.72	654.67	4828.22	4828.22
	F	3.26	0.71	645.67	4828.22	4828.22
	H	3.44	0.72	654.67	4828.22	4828.22
	J	8.40	0.77	736.51	4828.22	4828.22
	K	6.59	0.81	700.14	4828.22	4828.22

Tableau 25 : Calcul de rigidité de File (3,8).

File (4, 7):



$$k_{pot} = 220.59$$

$$k_{HP} = k_{IP} = 500$$

$$k_{CP} = k_{HP} = 842.10$$

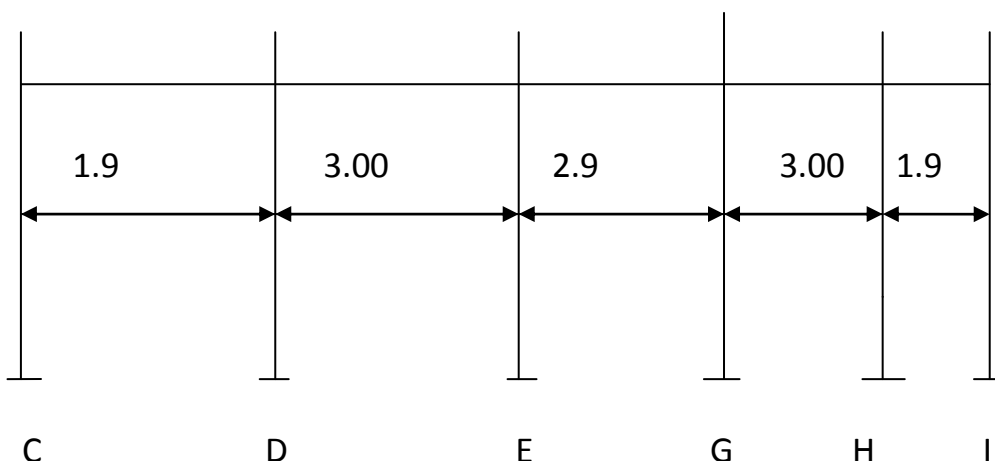
$$k_{DP} = k_{GP} = 533.33$$

$$k_{EP} = k_{GP} = 110.45$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r t/m$	$\sum r_{jy}$	$\sum R_{jy}$
RDC	A	2.27	0.65	591.03	6474.00	6474.00
	C	6.08	0.81	736.50	6474.00	6474.00
	D	6.24	0.82	745.60	6474.00	6474.00
	E	7.42	0.84	763.79	6474.00	6474.00
	F	10.00	0.88	800.16	6474.00	6474.00
	G	7.42	0.84	763.79	6474.00	6474.00
	H	6.24	0.82	745.60	6474.00	6474.00
	I	6.08	0.81	736.50	6474.00	6474.00
	K	2.27	0.65	591.03	6474.00	6474.00
ETAGE	A	2.27	0.53	481.91	5901.15	5901.15
	C	6.08	0.75	681.95	5901.15	5901.15
	D	6.24	0.76	691.05	5901.15	5901.15
	E	7.42	0.79	718.32	5901.15	5901.15
	F	10.00	0.83	754.69	5901.15	5901.15
	G	7.42	0.79	718.32	5901.15	5901.15
	H	6.24	0.76	691.05	5901.15	5901.15
	I	6.08	0.75	681.95	5901.15	5901.15
	K	2.27	0.53	481.91	5901.15	5901.15

Tableau 26 : Calcul de rigidité de File (4,7).

File (5, 6):



$$k_{pot} = 220.59$$

$$k_C = k_H = 842.10$$

$$k_D = k_G = 533.33$$

$$k_E = 551.72$$

Niveau	Axe	\bar{k}	a	$r t/m$	$\sum r_{jy}$	$\sum R_{jy}$
RDC	C	3.82	0.74	672.86	4255.38	4255.38
	D	6.24	0.82	745.60	4255.38	4255.38
	E	4.92	0.78	709.23	4255.38	4255.38
	G	4.92	0.78	709.23	4255.38	4255.38
	H	6.24	0.82	745.60	4255.38	4255.38
	I	3.82	0.74	672.86	4255.38	4255.38
ETAGE	C	3.82	0.66	600.12	3873.50	3873.50
	D	6.24	0.76	691.05	3873.50	3873.50
	E	4.92	0.71	645.58	3873.50	3873.50
	G	4.92	0.71	645.58	3873.50	3873.50
	H	6.24	0.76	691.05	3873.50	3873.50
	I	3.82	0.66	600.12	3873.50	3873.50

Tableau 27 : Calcul de rigidité de File (5,6).

***Calcul de la rigidité des portiques :**

portiques \ Niveau	Transversal	Longitudinal
RDC	41044.32	39171.15
ETAGE	37134.58	34024.82

Tableau 28 : Calcul de la rigidité des portiques.

2-Détermination du centre de torsion :

Niveau RDC :

$$X_R = \frac{\sum R_{jt} \times X_t}{\sum R_{jt}}, \quad Y_R = \frac{\sum R_{jl} \times Y_l}{\sum R_{jl}}$$

$$Y_R = \frac{(0.15 \times 2291.36 + 1.25 \times 2364.16 + 3.35 \times 2636.88 + 5.25 \times 7074.14 + 8.25 \times 2636.88 + 9.7 \times 5164.66 + 11.15 \times 2636.88 + 14.5 \times 7074.14 + 16.05 \times 2636.88 + 18.15 \times 2364.16 + 19.25 \times 2291.36)}{3917.15}$$

$$Y_R = 9.76m$$

$$X_R = \frac{(0.15 \times 1718.5 + 2.05 \times 3046.04 + 5.25 \times 5028.24 + 8.85 \times 6474 + 11.75 \times 4255.38 + 15.05 \times 4255.38 + 17.95 \times 6474 + 21.55 \times 5028.24 + 24.75 \times 3046.04 + 26.65 \times 1718.5)}{41044.32}$$

$$X_R = \frac{54993.88}{41044.32} = 13.4m$$

3-Calcul de l'excentricité théorique :

-Terrasse :

$$e_y = y_m - y_{ct} = 9.69 - 9.76 = -0.07m$$

$$e_x = x_m - x_{ct} = 13.4 - 13.4 = 0.00m$$

3^{eme} Étage :

$$e_y = y_m - y_{ct} = 8.91 - 9.76 = -0.85m$$

$$e_x = x_m - x_{ct} = 13.4 - 13.4 = 0.00m$$

2^{eme} Étage :

$$e_y = y_m - y_{ct} = 8.91 - 9.76 = -0.85m$$

$$e_x = x_m - x_{ct} = 13.4 - 13.4 = 0.00m$$

1^{er} Étage :

$$e_y = y_m - y_{ct} = 8.91 - 9.76 = -0.85m$$

$$e_x = x_m - x_{ct} = 13.4 - 13.4 = 0.00m$$

V-Méthode statique équivalente :

1-Condition d'application :

-La hauteur de notre bâtiment :

$$h = 12.24 < 65m \text{ Zone IIa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-groupe d'usage 2 et $h < 23m$ Zone IIa \Rightarrow condition vérifiée

Condition de régularités :

a/ on plan :

-Le bâtiment est sensiblement symétrique selon l'axe X et Y => OK

-La distance entre le centre de masse et le center de rigidité < 15% de la dimension du bâtiment mesuré perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée

=> condition vérifié

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{26.8}{19.4} = 1.38m < 4 \Rightarrow \text{bâtiment compact ouverture}$$

$$-\frac{S_{ouverture}}{S_{totale}} = 0.03 = 3\% < 15\% \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

b/ on élévation :

-Tous les étages de même type de masse => condition vérifié

$$- M_i = M_{i+1} \quad \text{et} \quad R_i = R_{i+1} \quad \text{Donc : } \frac{\frac{M_i}{R_i}}{\frac{M_{i+1}}{R_{i+1}}} = 1 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$-\frac{l_y}{L_y} = \frac{510}{1940} = 0.26 > 0.25 \text{ donc il ya un décrochement } \Rightarrow \text{condition non vérifié.}$$

2-Calcul de l'action sismique :

Conformément an RPA 99 (version 2003) , la force sismique total (v) appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux direction horizontales selon la formule :

$$V_{(x,y)} = \frac{A \times D \times Q_{x,y}}{R} \times W$$

A = 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa)

D : facteur d'amplification dynamique moyen ;

D = f (, T , catégorie du site)

T : période fondamentale de la structure :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

H_n : hauteur de bâtiment en (m) à partir de la base :h_n=12.24m

C_t : coefficient, fonction de système de contreventement et du type de remplissage :

$$C_t = 0.05$$

$$T = 0.05 \times (12.24)^{3/4} = 0.327s$$

On a : $T_1 = 0.15s$, $T_2 = 0.5s$, (RPA99.tableau 4.7)

$$0 < T = 0.327s < T_2 = 0.5s \rightarrow D = 2.5\eta$$

$$\eta : \text{facteur de correction d'amortissement} : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : coefficient d'amortissement critique.

$$\xi = 6 \text{ (tableau 4.2, RPA99).}$$

$$\rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.935 \rightarrow D = 2.5 \times 0.935 = 2.338$$

R : coefficient de comportement : $R = 3.5$ (tableau 4.3, RPA99).

$$Q : \text{facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

$$Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15$$

$$Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15$$

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n w_i$ avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : charge permanent.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération : $\beta = 0.2$ (tableau 4.5, RPA99).

-Calcul de "W" pour chaque niveau :

Terrasse :

-Le poids total de la terrasse est : $W_t=354.656t$

-charge d'exploitation ;

$$W_{Qt} = S_t \times Q_t = 426.72 \times 0.1 = 42.67t$$

$$W_{terrasse} = 354.656 + 0.2 \times 42.67 = 363.19t$$

Étage :

-Le poids total de l'étage est : $W_e=350.36t$

-charge d'exploitation ;

$$W_{Qe} = S \times Q_e = 426.72 \times 0.15 = 64.01t$$

$$W_{étage} = 350.36 + 0.2 \times 64.01 = 363.162t$$

-Poids total de la structure:

$$W = W_{terrasse} + W_{étage} \times 3 = 363.19 + 363.16 \times 3 = 1452.67t$$

Donc l'action sismique dans les deux sens :

$$V_x = V_y = V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.338 \times 1.15}{3.5} \times 1452.67$$

$$V = 167.39t$$

3-distribution de la résultante de la force sismique :

La force "V" doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivant ;

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

F_t : la force au sommet de la structure : $F_t = 0.07 \times T \times V$

Si : $T \leq 0.7s \rightarrow 0.327s \leq 0.7s \rightarrow F_t = 0.$

Donc : on distribuee "V" sur la hauteur comme suit :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

F_i : effort horizontal au niveau (i)

$$V = 167.39t$$

$$\sum W_j \times h_j = (363.19 \times 12.24 + 363.16 \times 9.18 + 363.16 \times 6.12 + 363.16 \times 3.06)$$

$$\sum W_j \times h_j = 11113.06t$$

$$F_4 = \frac{167.39 \times 363.19 \times 12.24}{11113.06} = 66.96t.$$

$$F_3 = \frac{167.39 \times 363.16 \times 9.18}{11113.06} = 50.22t.$$

$$F_2 = \frac{167.39 \times 363.16 \times 6.12}{11113.06} = 33.48t.$$

$$F_1 = \frac{167.39 \times 363.16 \times 3.06}{11113.06} = 16.74t.$$

Vérification :

$$\sum F_i = V \rightarrow 66.96 + 50.22 + 33.48 + 16.74 = 167.39t \Rightarrow \text{vérifié}$$

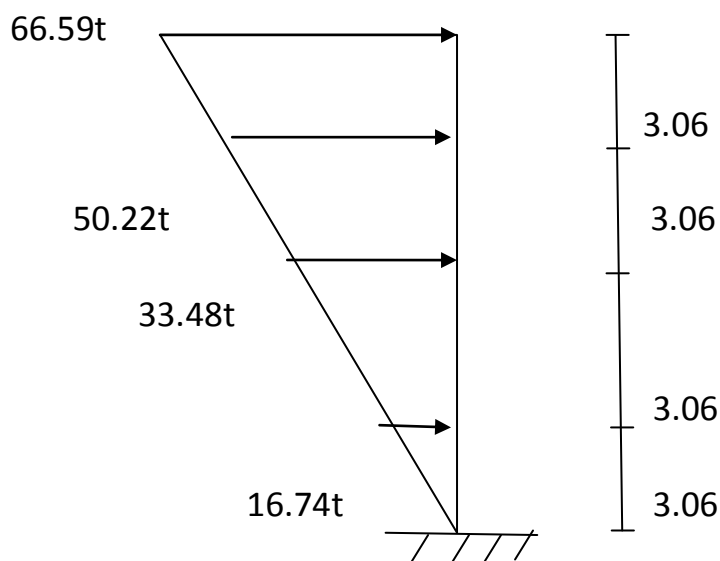


Figure 19 : les efforts horizontal au chaque niveau.

4-Calcul de l'effort tranchant :

$$V_4 = F_4 = 66.96 t$$

$$V_3 = F_4 + F_3 = 66.96 + 50.22 = 117.18 t$$

$$V_2 = F_4 + F_3 + F_2 = 66.96 + 50.22 + 33.48 = 150.66 t$$

$$V_1 = F_4 + F_3 + F_2 + F_1 = 66.96 + 50.22 + 33.48 + 16.74 = 167.40 t$$

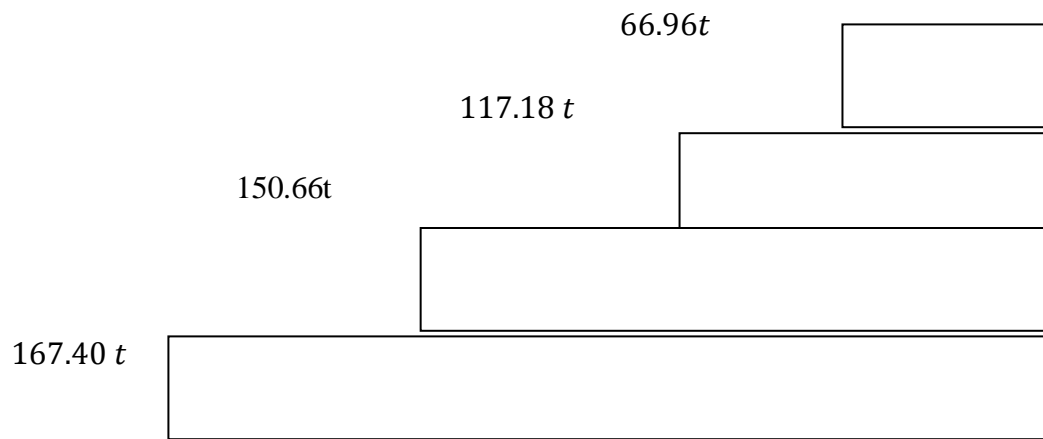


Figure 20 : Calcul de l'effort tranchant.

5-Distribution horizontale de l'effort tranchant :

$$V_{jx}^l = V_{jx} \frac{R_j^l}{\sum R_j^l} + V_{jx} \cdot e_y \frac{R_j^l}{R_{j\theta}} \cdot Y^l$$

$$V_{jy}^l = V_{jy} \frac{R_j^t}{\sum R_j^t} + V_{jy} \cdot e_x \frac{R_j^t}{R_{j\theta}} \cdot X^t$$

V_{jx}^l : Effort tranchant de niveau(j) revenant au portique longitudinal (l)

V_{jy}^l : Effort tranchant de niveau(j) revenant au portique transversal (t)

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jt} (x_t)^2 + \sum_{l=1}^m R_{jl} (y_l)^2$$

$R_{j\theta}$: Rigidité à la torsion de l'étage (j).

x_t : Distance d'un portique transversal à la l'axe (C_j, y).

y_l : Distance d'un portique longitudinal à la l'axe (C_j, x).

-Calcul de ‘ $R_{j\sigma}$ ’ :

Niveau de RDC :

$$\begin{aligned} & (13.4 - 0.15)^2 \times 1718.5 + (13.4 - 2.05)^2 \times 3046.04 + \\ & (13.4 - 5.25)^2 \times 5028.24 + (13.4 - 8.85)^2 \times 6474 \\ & + (13.4 - 11.75)^2 \times 4255.38 + (13.4 - 15.05)^2 \times 4255.38 + \\ & (13.4 - 17.95)^2 \times 6474 + (13.4 - 21.55)^2 \times 5028.24 \\ & + (13.4 - 24.75)^2 \times 3046.04 + (13.4 - 26.65)^2 \times 1718.5 \\ & (9.76 - 0.15)^2 \times 2291.36 + (9.76 - 1.25)^2 \times 2364.16 + \\ & (9.76 - 3.35)^2 \times 2636.88 + (9.76 - 5.25)^2 \times 7074.14 \\ & + (9.76 - 8.25)^2 \times 2636.88 + (9.76 - 9.7)^2 \times 5164.66 + \\ & (9.76 - 11.15)^2 \times 2636.88 + (9.76 - 14.5)^2 \times 7074.14 + \\ & (9.76 - 16.05)^2 \times 2636.88 + (9.76 - 18.15)^2 \times 2364.16 + \\ & (9.76 - 19.25)^2 \times 2291.36 \end{aligned}$$

$$R_{j\sigma} = 3423274.64$$

Niveau d'étage :

$$\begin{aligned} & (13.4 - 0.15)^2 \times 1382.09 + (13.4 - 2.05)^2 \times 2582.33 + \\ & (13.4 - 5.25)^2 \times 4828.22 + (13.4 - 8.85)^2 \times 5901.15 + \\ & (13.4 - 11.75)^2 \times 3873.5 + (13.4 - 15.05)^2 \times 3873.5 + \\ & (13.4 - 17.95)^2 \times 5901.15 + (13.4 - 21.55)^2 \times 4828.22 + \\ & (13.4 - 24.75)^2 \times 2582.33 + (13.4 - 26.65)^2 \times 1382.09 \\ & (9.76 - 0.15)^2 \times 1818.56 + (9.76 - 1.25)^2 \times 1927.60 + \\ & (9.76 - 3.35)^2 \times 2291.36 + (9.76 - 5.25)^2 \times 6328.52 \\ & + (9.76 - 8.25)^2 \times 2291.36 + (9.76 - 9.7)^2 \times 4710.02 + \\ & (9.76 - 11.15)^2 \times 2291.36 + (9.76 - 14.5)^2 \times 6328.52 + \\ & (9.76 - 16.05)^2 \times 2291.36 + (9.76 - 18.15)^2 \times 1927.60 \\ & + (9.76 - 19.25)^2 \times 1818.56 \end{aligned}$$

$$= 2991636.52$$

***Remarque :**

Conformément au RPA 99, les efforts tranchant négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Portique transversaux :

Port	R_{jt}	$\sum R_{jt}$	$R_{jt} / \sum R_{jt}$	$R_{j\theta}$	$R_{jt} / \sum R_{j\theta}$	V_{jy}	X^t	e_x	V_{jy}
1	1654.88	34024.82	0.048637	2991636.52	0.00055	66.96	-11.91	1.34	3.26
2	2946.00	34024.82	0.086584		0.00098	66.96	-10.01	1.34	5.80
3	3791.63	34024.82	0.111437		0.00126	66.96	-6.81	1.34	7.46
4	4817.14	34024.82	0.141577		0.00161	66.96	-3.21	1.34	9.48
5	3800.76	34024.82	0.111705		0.00127	66.96	-0.31	1.34	7.48
6	3800.76	34024.82	0.111705		0.00127	66.96	2.99	1.34	7.82
7	4817.14	34024.82	0.141577		0.00161	66.96	5.89	1.34	10.33
8	3791.63	34024.82	0.111437		0.00126	66.96	9.49	1.34	8.53
9	2946.00	34024.82	0.086584		0.00098	66.96	12.69	1.34	6.91
10	1654.88	34024.82	0.048637		0.00055	66.96	14.59	1.34	3.98
1	1654.88	34024.82	0.048637		0.00055	117.18	-11.91	1.34	5.70
2	2946.00	34024.82	0.086584		0.00098	117.18	-10.01	1.34	10.15
3	3791.63	34024.82	0.111437		0.00126	117.18	-6.81	1.34	13.06
4	4817.14	34024.82	0.141577		0.00161	117.18	-3.21	1.34	16.59
5	3800.76	34024.82	0.111705		0.00127	117.18	-0.31	1.34	13.09
6	3800.76	34024.82	0.111705		0.00127	117.18	2.99	1.34	13.69
7	4817.14	34024.82	0.141577		0.00161	117.18	5.89	1.34	18.08
8	3791.63	34024.82	0.111437		0.00126	117.18	9.49	1.34	14.94
9	2946.00	34024.82	0.086584		0.00098	117.18	12.69	1.34	12.10
10	1654.88	34024.82	0.048637		0.00055	117.18	14.59	1.34	6.96
1	1654.88	34024.82	0.048637		0.00055	150.66	-11.91	1.34	7.33
2	2946.00	34024.82	0.086584		0.00098	150.66	-10.01	1.34	13.04
3	3791.63	34024.82	0.111437		0.00126	150.66	-6.81	1.34	16.79
4	4817.14	34024.82	0.141577		0.00161	150.66	-3.21	1.34	21.33
5	3800.76	34024.82	0.111705		0.00127	150.66	-0.31	1.34	16.83
6	3800.76	34024.82	0.111705		0.00127	150.66	2.99	1.34	17.60
7	4817.14	34024.82	0.141577		0.00161	150.66	5.89	1.34	23.24
8	3791.63	34024.82	0.111437		0.00126	150.66	9.49	1.34	19.20
9	2946.00	34024.82	0.086584		0.00098	150.66	12.69	1.34	15.56
10	1654.88	34024.82	0.048637		0.00055	150.66	14.59	1.34	8.94
1	1654.88	34024.82	0.048637		0.00055	167.40	-11.91	1.34	8.14
2	2946.00	34024.82	0.086584		0.00098	167.40	-10.01	1.34	14.49
3	3791.63	34024.82	0.111437		0.00126	167.40	-6.81	1.34	18.65
4	4817.14	34024.82	0.141577		0.00161	167.40	-3.21	1.34	23.70
5	3800.76	34024.82	0.111705		0.00127	167.40	-0.31	1.34	18.70
6	3800.76	34024.82	0.111705		0.00127	167.40	2.99	1.34	19.55

Chap V: étude au séisme

7	4817.14	34024.82	0.141577		0.00161	167.40	5.89	1.34	25.83
8	3791.63	34024.82	0.111437		0.00126	167.40	9.49	1.34	21.34
9	2946.00	34024.82	0.086584		0.00098	167.40	12.69	1.34	17.28
10	1654.88	34024.82	0.048637		0.00055	167.40	14.59	1.34	9.94

Tableau 29 : les Effort tranchant.

Portique longitudinaux :

	R_{jt}	ΣR_{jt}	$R_{jt} / \Sigma R_{jt}$	$R_{j\theta}$	$R_{jt} / \Sigma R_{j\theta}$	V_{jy}	X^t	e_x	V_{jy}
A	2364.10	37134.58	0.063663	2991636.52	0.00079	66.96	-8.42	1.34	4.26
B	2345.92	37134.58	0.063173		0.00078	66.96	-7.38	1.34	4.23
C	2564.14	37134.58	0.069049		0.00086	66.96	-5.22	1.34	4.62
D	6037.56	37134.58	0.162586		0.00202	66.96	-3.32	1.34	10.89
E	2727.8	37134.58	0.073457		0.00091	66.96	-0.32	1.34	4.92
F	5055.72	37134.58	0.136145		0.00169	66.96	1.13	1.34	9.29
G	2727.80	37134.58	0.073457		0.00091	66.96	2.52	1.34	5.12
H	6037.56	37134.58	0.162586		0.00202	66.96	5.58	1.34	11.90
I	2564.14	37134.58	0.069049		0.00086	66.96	7.48	1.34	5.20
J	2345.92	37134.58	0.069173		0.00078	66.96	9.58	1.34	4.90
K	2364.10	37134.58	0.063663		0.00079	66.96	10.68	1.34	5.02
A	2364.10	37134.58	0.063663		0.00079	117.18	-8.42	1.34	7.46
B	2345.92	37134.58	0.063173		0.00078	117.18	-7.38	1.34	7.40
C	2564.14	37134.58	0.069049		0.00086	117.18	-5.22	1.34	8.10
D	6037.56	37134.58	0.162586		0.00202	117.18	-3.32	1.34	19.05
E	2727.80	37134.58	0.073457		0.00091	117.18	-0.32	1.34	8.61
F	5055.72	37134.58	0.136145		0.00169	117.18	1.13	1.34	16.25
G	2727.80	37134.58	0.073457		0.00091	117.18	2.52	1.34	8.97
H	6037.56	37134.58	0.162586		0.00202	117.18	5.58	1.34	20.82
I	2564.14	37134.58	0.069049		0.00086	117.18	7.48	1.34	9.10
J	2345.92	37134.58	0.069173	0.00078	117.18	9.58	1.34	8.58	
K	2364.10	37134.58	0.063663	0.00079	117.18	10.68	1.34	8.78	
A	2364.10	37134.58	0.063663	0.00079	150.66	-8.42	1.34	9.59	
B	2345.92	37134.58	0.063173	0.00078	150.66	-7.38	1.34	9.52	
C	2564.14	37134.58	0.069049	0.00086	150.66	-5.22	1.34	10.40	
D	6037.56	37134.58	0.162586	0.00202	150.66	-3.32	1.34	24.50	
E	2727.80	37134.58	0.073457	0.00091	150.66	-0.32	1.34	11.07	
F	5055.72	37134.58	0.136145	0.00169	150.66	1.13	1.34	20.90	
G	2727.80	37134.58	0.073457	0.00091	150.66	2.52	1.34	11.53	

H	6037.56	37134.58	0.162586		0.00202	150.66	5.58	1.34	26.77
I	2564.14	37134.58	0.069049		0.00086	150.66	7.48	1.34	11.70
J	2345.92	37134.58	0.069173		0.00078	150.66	9.58	1.34	11.03
K	2364.10	37134.58	0.063663		0.00079	150.66	10.68	1.34	11.29
A	2364.10	37134.58	0.063663		0.00079	167.40	-8.42	1.34	10.66
B	2345.92	37134.58	0.063173		0.00078	167.40	-7.38	1.34	10.58
C	2564.14	37134.58	0.069049		0.00086	167.40	-5.22	1.34	11.56
D	6037.56	37134.58	0.162586		0.00202	167.40	-3.32	1.34	27.22
E	2727.80	37134.58	0.073457		0.00091	167.40	-0.32	1.34	12.30
F	5055.72	37134.58	0.136145		0.00169	167.40	1.13	1.34	23.22
G	2727.80	37134.58	0.073457		0.00091	167.40	2.52	1.34	12.81
H	6037.56	37134.58	0.162586		0.00202	167.40	5.58	1.34	29.75
I	2564.14	37134.58	0.069049		0.00086	167.40	7.48	1.34	13.00
J	2345.92	37134.58	0.069173		0.00078	167.40	9.58	1.34	12.25
K	2364.10	37134.58	0.063663		0.00079	167.40	10.68	1.34	12.55

Tableau 30 : les Effort tranchant portique longitudinal

6-Calcul des efforts dans les portiques sous :

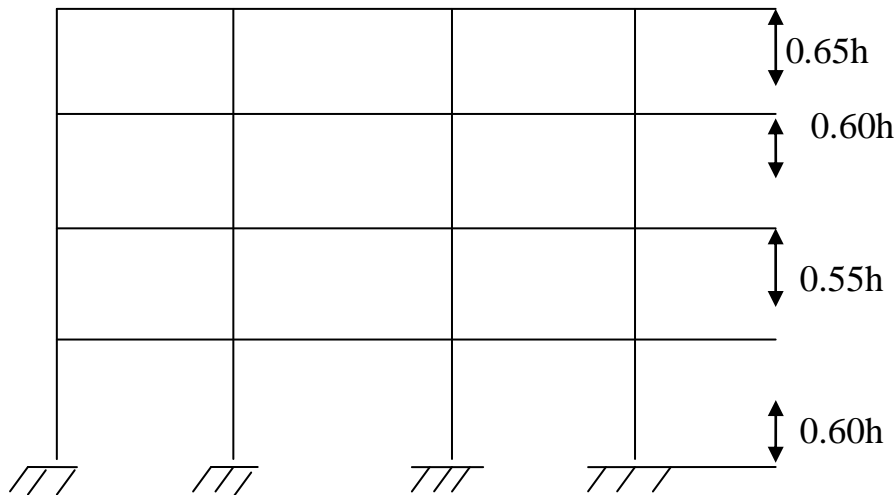
6-1-Exposé de la méthode appliques :

La méthode de « Bowman » permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus en utilisant des méthodes exactes.

L'effort tranchant total, à chacun des niveaux, se partage proportionnellement aux inerties des poteaux.

Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h , se situent :

- Au dernier niveau, à $0.65h$ de la partie supérieure du poteau.
- A l'avant dernier niveau, à $0.60h$ de la partie supérieure du poteau.
- Au niveau immédiatement au-dessous, à $0.55h$ de la partie supérieure du poteau.
- A tous les autres niveaux, sauf au premier niveau, à $0.5h$
- Au premier niveau à $0.60h$ à partir de la base du poteau



6-2-Domaine d'application :

Les poteaux d'un même étage ont même hauteur.

-les raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plancher parallèle aux forces appliquées et solidaires du poteau sont tous supérieurs au 1/5de la hauteur du poteau le plus raide.

-Le moment d'inertie du poteau de rive étant effectué du coefficient 0.8. ($I = 0.8I_1$)

-Le moment d'inertie du poteau intermédiaire étant effectué du coefficient 1.0. ($I = I_1$) d'où la procédure de calcul.

Soit : F_1, F_2, F_3, F_4 les forces horizontales agissant au niveau de chaque plancher.

Soit : f_1, f_2, f_3, f_4 les forces agissant dans les poteaux au même niveau dans un étage quelconque.

$$F_1 = f_2 + f_3 + f_4 \dots \dots \dots + f_n$$

Avec :

$$f_1 = \frac{F_1(0.8I_1)}{\sum I_i} = \frac{F_1(0.8I_1)}{0.8I_1 + I_2 + I_3} \rightarrow \text{poteau de rive.}$$

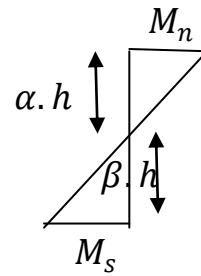
$$f_1 = \frac{F_1(I_1)}{\sum I_i} = \frac{F_1(I_1)}{0.8I_1 + I_2 + I_3} \rightarrow \text{poteau intèrmediar.}$$

***Calcul des moments :**

Dans les poteaux :

*Moment en tête du poteau $M_n = f \cdot \alpha \cdot h$

*Moment en tête du poteau $M_s = f \cdot \beta \cdot h$



Dans les poutres

Les calculs des moments dans les poutres en fonction des moments dans les poteaux ($M_n \cdot M_s$) et les raideurs des poutres aboutissant aux nœuds.

$$M_w = (M_n + M_s) K_w / d$$

$$M_e = (M_n + M_s) K_e / d$$

***Calcul des efforts tranchants :**

Dans les poteaux:

$$T_{poteau} = \frac{M_w + M_e}{h}$$

Dans les poutres:

$$T_{poutre} = \frac{M_w + M_e}{l}$$

Calcul les moments en travée :

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

***Portiques longitudinal :**

31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Calcul des forces agissant sur les poteaux :

Niveau	F_l	$f_1 = f_{10}$	$f_2 = f_9$
4	10.89	0.91	1.13
3	19.05	1.59	1.98
2	24.5	2.04	2.55
1	27.22	2.27	2.84

Tableau 31 : Calcul des forces agissant sur les poteaux.

Chap V: étude au séisme

Niveau	Nœud	$f(t)$	α	β	H(m)	M_n	M_s	K_e	K_w	D	K_w/d	K_e/d	M_w	M_e
4	31	0.91	0.65	-	3.06	1.81	-	842.10	0	842.10	0	1.00	0	1.81
	32	1.13	0.65	-	3.06	2.25	-	500.00	842.10	1342.10	0.627	0.373	1.41	0.84
	33	1.13	0.65	-	3.06	2.25	-	444.44	500.00	944.44	0.529	0.471	1.19	1.06
	34	1.13	0.65	-	3.06	2.25	-	551.72	444.44	996.16	0.446	0.554	1.00	1.25
	35	1.13	0.65	-	3.06	2.25	-	484.84	551.72	1036.56	0.532	0.468	1.20	1.05
36	1.13	0.65	-	3.06	2.25	-	551.72	484.84	1036.56	0.468	0.532	1.05	1.20	
37	1.13	0.65	-	3.06	2.25	-	444.44	551.72	996.56	0.554	0.446	1.25	1.00	
38	1.13	0.65	-	3.06	2.25	-	500.00	444.44	944.44	0.471	0.529	1.06	1.19	
39	1.13	0.65	-	3.06	2.25	-	842.10	500.00	1342.10	0.373	0.627	0.84	1.41	
40	0.91	0.65	-	3.06	1.81	-	0	842.10	842.10	1.00	0	1.81	0	
3	21	1.59	0.60	0.35	3.06	2.92	0.97	842.10	0	842.10	0	1.00	0	3.89
		0.91												
	22	1.98	0.60	0.35	3.06	3.64	1.21	500.00	842.10	1342.10	0.627	0.373	3.04	1.81
		1.13												
	23	1.98	0.60	0.35	3.06	3.64	1.21	444.44	500.00	944.44	0.529	0.471	2.57	2.28
		1.13												
	24	1.98	0.60	0.35	3.06	3.64	1.21	551.72	444.44	996.16	0.446	0.554	2.16	2.69
		1.13												
	25	1.98	0.60	0.35	3.06	3.64	1.21	484.84	551.72	1036.56	0.532	0.468	2.58	2.27
		1.13												
	26	1.98	0.60	0.35	3.06	3.64	1.21	551.72	484.84	1036.56	0.468	0.532	2.27	2.58
		1.13												
	27	1.98	0.60	0.35	3.06	3.64	1.21	444.44	551.72	996.56	0.554	0.446	2.69	2.16
		1.13												
28	1.98	0.60	0.35	3.06	3.64	1.21	500.00	444.44	944.44	0.471	0.529	2.28	2.57	
	1.13													
29	1.98	0.60	0.35	3.06	3.64	1.21	842.10	500.00	1342.10	0.373	0.627	1.81	3.04	
	1.13													
30	1.59	0.60	0.35	3.06	2.92	0.97	0	842.10	842.10	1.00	0	3.89	0	
	0.91													

2	11	2.04	0.55	0.40	3.06	3.43	1.95	842.10	0	842.10	0	1.00	0	5.38
		1.59												
	12	2.55	0.55	0.40	3.06	4.29	2.42	500.00	842.10	1342.10	0.627	0.373	4.20	2.50
		1.98												
	13	2.55	0.55	0.40	3.06	4.29	2.42	444.44	500.00	944.44	0.529	0.471	3.55	3.16
		1.98												
	14	2.55	0.55	0.40	3.06	4.29	2.42	551.72	444.44	996.16	0.446	0.554	2.99	3.72
		1.98												
	15	2.55	0.55	0.40	3.06	4.29	2.42	484.84	551.72	1036.56	0.532	0.468	3.57	3.14
		1.98												
	16	2.55	0.55	0.40	3.06	4.29	2.42	551.72	484.84	1036.56	0.468	0.532	3.14	3.57
		1.98												
	17	2.55	0.55	0.40	3.06	4.29	2.42	444.44	551.72	996.56	0.554	0.446	3.72	2.99
		1.98												
	18	2.55	0.55	0.40	3.06	4.29	2.42	500.00	444.44	944.44	0.471	0.529	3.16	3.55
		1.98												
	19	2.55	0.55	0.40	3.06	4.29	2.42	842.10	500.00	1342.10	0.373	0.627	2.50	4.20
		1.98												
	20	2.04	0.55	0.40	3.06	3.43	1.95	0	842.10	842.10	1.00	0	5.38	0
		1.59												
1	1	2.27	0.40	0.45	3.06	2.78	2.81	842.10	0	842.10	0	1.00	0	5.59
		2.04												
	2	2.84	0.40	0.45	3.06	3.48	3.51	500.00	842.10	1342.10	0.627	0.373	4.38	2.61
		2.55												
	3	2.84	0.40	0.45	3.06	3.48	3.51	444.44	500.00	944.44	0.529	0.471	3.70	3.29
		2.55												
	4	2.84	0.40	0.45	3.06	3.48	3.51	551.72	444.44	996.16	0.446	0.554	3.12	3.87
		2.55												
	5	2.84	0.40	0.45	3.06	3.48	3.51	484.84	551.72	1036.56	0.532	0.468	3.71	3.27
		2.55												
	6	2.84	0.40	0.45	3.06	3.48	3.51	551.72	484.84	1036.56	0.468	0.532	3.27	3.71
		2.55												
	7	2.84	0.40	0.45	3.06	3.48	3.51	444.44	551.72	996.56	0.554	0.446	3.87	3.12
		2.55												
	8	2.84	0.40	0.45	3.06	3.48	3.51	500.00	444.44	944.44	0.471	0.529	3.29	3.70
		2.55												
	9	2.84	0.40	0.45	3.06	3.48	3.51	842.10	500.00	1342.10	0.373	0.627	2.61	4.38
		2.55												
	10	2.27	0.40	0.45	3.06	2.78	2.81	0	842.10	842.10	1.00	0	5.59	0
		2.04												
R1		-	0.60	3.06	-	4.17	842.10	0	842.10	0	1.00	0	4.17	
	2.27													
R2		-	0.60	3.06	-	5.21	500.00	842.10	1342.10	0.627	0.373	3.27	1.94	

Chap V: étude au séisme

RDC	R3	2.84	-	0.60	3.06	-	5.21	444.44	500.00	944.44	0.529	0.471	2.76	2.45
		2.84												
	R4	2.84	-	0.60	3.06	-	5.21	551.72	444.44	996.16	0.446	0.554	3.32	2.89
		2.84												
	R5	2.84	-	0.60	3.06	-	5.21	484.84	551.72	1036.56	0.532	0.468	2.77	2.44
		2.84												
	R6	2.84	-	0.60	3.06	-	5.21	551.72	484.84	1036.56	0.468	0.532	2.44	2.77
		2.84												
	R7	2.84	-	0.60	3.06	-	5.21	444.44	551.72	996.56	0.554	0.446	2.89	2.32
		2.84												
	R8	2.84	-	0.60	3.06	-	5.21	500.00	444.44	944.44	0.471	0.529	2.45	2.76
		2.84												
	R9	2.84	-	0.60	3.06	-	5.21	842.10	500.00	1342.10	0.373	0.627	1.94	3.27
		2.84												
	R1 0	2.27	-	0.60	3.06	-	4.17	0	842.10	842.10	1.00	0	4.17	0
		2.27												

Tableau 32 : Calcul les moments en appuis.

Calcul des efforts tranchants et les moments en travée :

Poteaux	H(m)	M_n	M_s	$T_i(t)$	Poutre	L(m)	M_w	M_e	$T_i(t)$	$M_t(t.m)$
R1-1	3.06	2.78	4.17	2.27	1-2	1.9	4.38	5.59	5.25	0.61
1-11	3.06	3.43	2.81	2.04	2-3	3.2	3.70	2.61	1.97	0.55
11-21	3.06	2.92	1.95	1.59	3-4	3.6	3.12	3.29	1.78	0.085
21-31	3.06	1.81	0.97	0.91	4-5	2.9	3.71	3.87	2.61	0.08
R2-2	3.06	3.48	5.21	2.84	5-6	3.3	3.27	3.27	1.98	0
2-12	3.06	4.29	3.51	2.55	6-7	2.9	3.87	3.71	2.61	0.08
12-22	3.06	3.64	2.42	1.98	7-8	3.6	3.29	3.12	1.78	0.085
22-32	3.06	2.25	1.21	1.13	8-9	3.2	2.61	3.70	1.97	0.55
R3-3	3.06	3.48	5.21	2.84	9-10	1.9	5.59	4.38	5.25	0.61
3-13	3.06	4.29	3.51	2.55	11-12	1.9	4.20	5.38	5.04	0.59
13-23	3.06	3.64	2.42	1.98	12-13	3.2	3.55	2.50	1.89	0.53
23-33	3.06	2.25	1.21	1.13	13-14	3.6	2.99	3.16	1.71	0.085
R4-4	3.06	3.48	5.21	2.84	14-15	2.9	3.57	3.72	2.51	0.075
4-14	3.06	4.29	3.51	2.55	15-16	3.3	3.14	3.14	1.90	0
14-24	3.06	3.64	2.42	1.98	16-17	2.9	3.72	3.57	2.51	0.075
24-34	3.06	2.25	1.21	1.13	17-18	3.6	3.16	2.99	1.71	0.085
R5-5	3.06	3.48	5.21	2.84	18-19	3.2	2.50	3.55	1.89	0.53
5-15	3.06	4.29	3.51	2.55	19-20	1.9	5.38	4.20	5.04	0.59
15-25	3.06	3.64	2.42	1.98	21-22	1.9	3.04	3.89	3.65	0.43

25-35	3.06	2.25	1.21	1.13	22-23	3.2	2.57	1.81	1.37	0.38
R6-6	3.06	3.48	5.21	2.84	23-24	3.6	2.16	2.28	1.23	0.06
6-16	3.06	4.29	3.51	2.55	24-25	2.9	2.58	2.69	1.82	0.055
16-26	3.06	3.64	2.42	1.98	25-26	3.3	2.27	2.27	1.37	0
26-36	3.06	2.25	1.21	1.13	26-27	2.9	2.69	2.58	1.81	0.055
R7-7	3.06	3.48	5.21	2.84	27-28	3.6	2.28	2.16	1.23	0.06
7-17	3.06	4.29	3.51	2.55	28-29	3.2	1.81	2.57	1.37	0.38
17-27	3.06	3.64	2.42	1.98	29-30	1.9	3.89	3.04	3.65	0.43
27-37	3.06	2.25	1.21	1.13	31-32	1.9	1.41	1.81	1.69	0.20
R8-8	3.06	3.48	5.21	2.84	32-33	3.2	1.19	0.84	0.63	0.18
8-18	3.06	4.29	3.51	2.55	33-34	3.6	1.00	1.06	0.57	0.03
18-28	3.06	3.64	2.42	1.98	34-35	2.9	1.20	1.25	0.84	0.025
28-38	3.06	2.25	1.21	1.13	35-36	3.3	1.05	1.05	0.64	0
R9-9	3.06	3.48	5.21	2.84	36-37	2.9	1.25	1.20	0.84	0.025
9-19	3.06	4.29	3.51	2.55	37-38	3.6	1.06	1.00	0.57	0.03
19-29	3.06	3.64	2.42	1.98	38-39	3.2	0.84	1.19	0.63	0.18
29-39	3.06	2.25	1.21	1.13	39-40	1.9	1.81	1.41	1.69	0.20
R10-10	3.06	2.78	4.17	2.27						
10-20	3.06	3.43	2.81	2.04						
20-30	3.06	2.92	1.95	1.59						
30-40	3.06	1.81	0.97	0.91						

Tableau 33 : Calcul des efforts tranchants et les moments en travée.

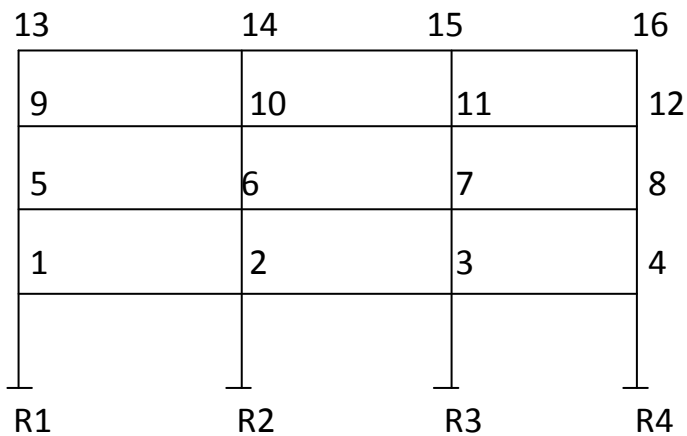
Calcul des efforts tranchants normal :

Niveau	Poteau	H	T_g	T_d	N_{poteau}	N_{total}
3	21-31	3.06	0	-1.69	0	-1.69
	22-32	3.06	-1.69	-0.63	0	1.06
	23-33	3.06	-0.63	-0.57	0	0.06
	24-34	3.06	-0.57	-0.84	0	-0.27
	25-35	3.06	-0.84	-0.64	0	0.20
	26-36	3.06	-0.64	-0.84	0	-0.20
	27-37	3.06	-0.84	-0.57	0	0.27
	28-38	3.06	-0.57	-0.63	0	-0.06
	29-39	3.06	-0.63	-1.69	0	-1.06
	30-40	3.06	-1.69	0	0	1.69
2	11-21	3.06	0	-3.65	-1.69	-5.34
	12-22	3.06	-3.65	-1.37	1.06	3.34
	13-23	3.06	-1.37	-1.23	0.06	0.20
	14-24	3.06	-1.23	-1.82	-0.27	-0.86
	15-25	3.06	-1.82	-1.37	0.20	0.65
	16-26	3.06	-1.37	-1.81	-0.20	-0.64
	17-27	3.06	-1.81	-1.23	0.27	0.85
	18-28	3.06	-1.23	-1.37	-0.06	-0.20
	19-29	3.06	-1.37	-3.65	-1.06	-3.34
	20-30	3.06	-3.65	0	1.69	5.34
1	1-11	3.06	0	-5.04	-5.34	-10.38
	2-12	3.06	-5.04	-1.89	3.34	6.49
	3-13	3.06	-1.89	-1.71	0.20	0.38
	4-14	3.06	-1.71	-2.51	-0.86	-1.66
	5-15	3.06	-2.51	-1.90	0.65	1.26
	6-16	3.06	-1.90	-2.51	-0.64	-1.25
	7-17	3.06	-2.51	-1.71	0.85	1.65
	8-18	3.06	-1.71	-1.89	-0.20	-0.38
	9-19	3.06	-1.89	-5.04	-3.34	-6.49
	10-20	3.06	-5.04	0	5.34	10.38
RDC	R1-1	3.06	0	-5.25	-10.38	-15.63
	R2-2	3.06	-5.25	-1.97	6.49	9.77
	R3-3	3.06	-1.97	-1.78	0.38	0.57
	R4-4	3.06	-1.78	-2.61	-1.66	-2.49
	R5-5	3.06	-2.61	-1.98	1.26	1.89
	R6-6	3.06	-1.98	-2.61	-1.25	-1.88

	R7-7	3.06	-2.61	-1.78	1.65	2.48
	R8-8	3.06	-1.78	-1.97	-0.38	-0.57
	R9-9	3.06	-1.97	-5.25	-6.49	-9.77
	R10-10	3.06	-5.25	0	10.38	15.63

Tableau 34 : Calcul des efforts tranchants normal.

Portique longitudinal (I) :



Calcul des forces agissant sur les poteaux :

Niveau	F_l	$f_4 = f_7$	$f_5 = f_6$
4	10.89	1.15	1.44
3	19.05	2.02	2.52
2	24.5	2.60	3.25
1	27.22	2.89	3.61

Tableau 35 : Calcul des forces agissant sur les poteaux.

Chap V: étude au séisme

Niveau	nœud	$f(t)$	α	β	H(m)	M_n	M_s	K_e	K_w	D	K_w/d	K_e/d	M_w	M_e
4	13	1.15	0.65	-	3.06	2.29	-	551.70	0	551.70	1	1	0	2.29
	14	1.44	0.65	-	3.06	2.86	-	484.85	551.70	1036.57	0.532	0.468	1.52	1.34
15	1.44	0.65	-	3.06	2.86	-	551.70	484.85	1036.57	0.468	0.532	1.34	1.52	
16	1.15	0.65	-	3.06	2.29	-	0	551.70	551.70	1	0	0	2.29	0
3	9	2.02	0.60	0.35	3.06	3.71	1.23	551.70	0	551.70	1	1	0	4.94
		1.15												
	10	2.53	0.60	0.35	3.06	4.65	1.54	484.85	551.70	1036.57	0.532	0.468	3.29	2.90
		1.44												
	11	2.53	0.60	0.35	3.06	4.65	1.54	551.70	484.85	1036.57	0.468	0.532	2.90	3.29
		1.44												
12	2.02	0.60	0.35	3.06	3.71	1.23	0	551.70	551.70	1	0	4.94	0	
	1.15													
2	5	2.6	0.55	0.40	3.06	4.38	2.47	551.70	0	551.70	1	1	0	6.85
		2.02												
	6	3.25	0.55	0.40	3.06	5.47	3.10	484.85	551.70	1036.57	0.532	0.468	4.56	4.01
		2.53												
	7	3.25	0.55	0.40	3.06	5.47	3.10	551.70	484.85	1036.57	0.468	0.532	4.01	4.56
		2.53												
8	2.6	0.55	0.40	3.06	4.38	2.47	0	551.70	551.70	1	0	6.85	0	
	2.02													
1	1	2.89	0.40	0.45	3.06	3.54	3.58	551.70	0	551.70	1	1	0	7.12
		2.6												
	2	3.61	0.40	0.45	3.06	4.42	2.78	484.85	551.70	1036.57	0.532	0.468	3.83	3.37
		2.02												
	3	3.61	0.40	0.45	3.06	4.42	2.78	551.70	484.85	1036.57	0.468	0.532	3.37	3.83
		2.02												
	4	2.89	0.40	0.45	3.06	3.54	3.58	0	551.70	551.70	1	0	7.12	0
		2.6												
RDC	R1		-	0.60	3.06	-	5.31	551.70	0	551.70	1	1	0	5.31
		2.89												
	R2		-	0.60	3.06	-	6.63	484.85	551.70	1036.57	0.532	0.468	3.53	3.10
		3.61												
	R3		-	0.60	3.06	-	6.63	551.70	484.85	1036.57	0.468	0.532	3.10	3.53
		3.61												
	R4		-	0.60	3.06	-	5.31	0	551.70	551.70	1	0	5.31	0
		2.89												

Tableau 36: Calcul les moments en appuis.

Calcul des efforts tranchants et les moments en travée :

Poteau	H(m)	M_n	M_s	$T_i(t)$	Poutre	L(m)	M_w	M_e	$T_i(t)$	$M_t(t.m)$
R1-1	3.06	3.54	5.31	2.89	1-2	2.9	3.83	7.12	3.78	-1.645
1-5	3.06	4.38	3.58	2.60	2-3	3.3	3.37	3.37	2.04	0
5-9	3.06	3.71	2.47	2.02	3-4	2.9	7.12	3.83	3.78	1.645
9-13	3.06	2.29	1.23	1.15	5-6	2.9	4.56	6.85	3.93	-1.145
R2-2	3.06	4.42	6.63	3.61	6-7	3.3	4.01	4.01	2.43	0
2-6	3.06	5.47	2.78	2.70	7-8	2.9	6.85	4.56	3.93	1.145
6-10	3.06	4.65	3.10	2.53	9-10	2.9	3.29	4.94	2.84	-0.825
10-14	3.06	2.86	1.54	1.44	10-11	3.3	2.90	2.90	1.76	0
R3-3	3.06	4.42	6.63	3.61	11-12	2.9	4.94	3.29	2.84	0.825
3-7	3.06	5.47	2.78	2.70	13-14	2.9	1.52	2.29	1.31	-0.385
7-11	3.06	4.65	3.10	2.53	14-15	3.3	1.34	1.34	0.81	0
11-15	3.06	2.86	1.54	1.44	15-16	2.9	2.29	1.52	1.31	0.385
R4-4	3.06	3.54	5.31	2.89						
4-8	3.06	4.38	3.58	2.60						
8-12	3.06	3.71	2.47	2.02						
12-16	3.06	2.29	1.23	1.15						

Tableau 37 : Calcul des efforts tranchants et les moments en travée.

Calcul des efforts normaux dans les poteaux :

Niveau	Poteau	H	T_g	T_d	N_{poteau}	N_{total}
3	9-13	3.06	0	-1.31	-	-1.31
	10-14	3.06	-1.31	-0.81	-	0.5
	11-15	3.06	-0.81	-1.31	-	-0.5
	12-16	3.06	-1.31	0	-	1.31
2	5-9	3.06	0	-2.84	-1.31	-4.15
	6-10	3.06	-2.84	-1.76	0.5	1.58
	7-11	3.06	-1.76	-2.84	-0.5	-1.58
	8-12	3.06	-2.84	0	1.31	4.15
1	1-5	3.06	0	-3.93	-4.15	-8.08
	2-6	3.06	-3.93	-2.43	1.58	2.48
	3-7	3.06	-2.43	-3.93	-1.58	-2.48
	4-8	3.06	-3.93	0	4.15	8.08
RDC	R1-1	3.06	0	-3.78	-8.08	-11.86
	R2-2	3.06	-3.78	-2.04	2.48	4.22
	R3-3	3.06	-2.04	-3.78	-2.48	-4.22
	R4-4	3.06	-3.78	0	8.08	11.86

Tableau 38 : Calcul des efforts tranchants normal.

***Portique I transversal :**

28	29	30	31	32	33	34	35	36
19	20	21	22	23	24	25	26	27
10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	2	3	4	5	6	7	8	9
R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9

Calcul des forces agissant sur les poteaux :

Niveau	F _a	F _c	F _d	F _e	F _f	F _g	F _h	F _i	F _k
4	9.48	0.88	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	0.88
3	16.59	1.54	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	1.54
2	21.33	1.98	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	1.98
1	23.7	2.20	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.20

Tableau 39 : Calcul des forces agissant sur les poteaux.

Calcul les moments en appuis :

N	N E D	F	α	B	H	M _N	M _S	K _E	K _W	D	KW _D	K _{QP}	M _W	M _E
4	28	0.88	0.65	/	3.06	1.75	/	500	0	500	/	/	0	1.75
	29	1.10	0.65	/	3.06	2.19	/	842.1	500	1342.1	/	/	0.82	1.37
	30	1.1	0.65	/	3.06	2.14	/	533.33	842.1	1375.4	/	/	1.34	0.85
	31	1.1	0.65	/	3.06	2.14	/	1103.45	533.33	1636.8	/	/	0.71	1.48
	32	1.1	0.65	/	3.06	2.19	/	1103.45	1103.45	2206.9	/	/	1.1	1.1
	33	1.1	0.65	/	3.06	2.19	/	533.33	1103.45	1636.8	/	/	1.48	0.71
	34	1.1	0.65	/	3.06	2.19	/	842.1	533.33	1375.4	/	/	0.85	1.34
	35	1.1	0.65	/	3.06	2.19	/	500	842.1	1342.1	/	/	1.37	0.82
	36	0.88	0.65	/	3.06	1.75	/	0	500	500	/	/	1.75	0
3	19	1.54 0.88	0.6	0.35	3.06	1.64	1.61	500	0	500	0	1	0	3.25
	20	1.93 1.1	0.6	0.35	3.06	2.07	2.02	842.1	500	1342.1	0.37	0.63	1.51	2.58
	21	1.93 1.1	0.6	0.35	3.06	2.07	2.02	533.33	842.1	1375.4	0.61	0.39	2.5	1.6
	22	1.93 1.1	0.6	0.35	3.06	2.07	2.02	1103.45	533.33	1636.8	0.33	0.67	1.35	2.74
	23	1.93 1.1	0.6	0.35	3.06	2.07	2.02	1103.45	1103.45	2206.9	0.5	0.5	2.05	2.05
	24	1.93 1.1	0.6	0.35	3.06	2.07	2.02	533.33	1103.45	1636.8	0.67	0.33	2.74	1.35
	25	1.93 1.1	0.6	0.35	3.06	2.07	2.02	842.1	533.33	1375.4	0.39	0.61	1.6	2.5
	26	1.93 1.1	0.6	0.35	3.06	2.07	2.02	500	842.1	1342.1	0.63	0.37	2.58	1.51
	27	1.54 0.88			3.06	1.64	1.61	0	500	500	1	0	3.25	0
2	10	1.98 1.54	0.55	0.4	3.06	3.33	1.89	500	0	500	0	1	0	5.22
	11	2.48 1.93	0.55	0.4	3.06	4.17	2.36	842.1	500	1342.1	0.37	0.63	2.42	4.11
	12	2.48 1.93	0.55	0.4	3.06	4.17	2.36	533.33	842.1	1375.4	0.61	0.39	3.98	2.55
	13	2.48 1.93	0.55	0.4	3.06	4.17	2.36	1103.45	533.33	1636.8	0.33	0.67	2.16	4.38
	14	2.48 1.93	0.55	0.4	3.06	4.17	2.36	1103.45	1103.45	2206.9	0.5	0.5	3.27	3.27
	15	2.48 1.93	0.55	0.4	3.06	4.17	2.36	533.33	1103.45	1636.8	0.67	0.33	4.38	2.16

Chap V: étude au séisme

	16	2.48 1.93	0.55	0.4	3.06	4.17	2.36	842.1	533.33	1375.4	0.39	0.61	12.55	3.98
	17	2.48 1.93	0.55	0.4		4.17	2.36	500	842.1	1342.1	0.63	0.37	4.11	2.42
	18	1.98 1.54	0.55	0.4	3.06	3.33	1.89	0	500	500	1	0	5.22	0
1	1	2.2 1.98	0.4	0.45	3.06	2.69	2.73	500	0	500	0	1	0	5.42
	2	2.76 2.48	0.4	0.45	3.06	3.38	3.44 2	842.1	500	1342.1	0.37	0.63	2.52	4.28
	3	2.76 2.48	0.4	0.45	3.06	3.8	3.42	533.33	842.1	1375.4	0.61	0.39	4.15	2.65
	4	2.76 2.48	0.4	0.45	3.06	3.38	3.42	1103.45	533.33	1636.8	0.33	0.67	2.24	4.56
	5	2.76 2.48	0.4	0.45	3.06	3.38	3.42	1103.45	1103.45	2206.9	0.67	0.33	4.56	2.24
	6	2.76 2.48	0.4	0.45	3.06	3.38	3.42	533.33	1103.45	1636.8	0.67	0.33	4.56	2.24
	7	2.76 2.48	0.4	0.45	3.06	3.38	3.42	842.1	533.33	1375.4	0.39	0.61	2.65	4.15
	8	2.76 2.48	0.4	0.45		3.38	3.42	500	842.1	1342.1	0.63	0.37	4.28	2.52
	9	2.2 1.98	0.4	0.45	3.06	2.69	2.73	0	500	500	1	0	5.42	0
	R D C	A	/	/	0.6	/	4.04	500	0	500	0	1	0	4.4
		2.2			3.06									
C		/	/	0.6	/	5.07	842.1	0	1342.1	0.37	0.63	1.88	3.19	
		2.76			3.06									
D		/	/	0.6	/	5.07	533.33	500	1375.4	0.61	0.39	3.09	1.89	
		2.76			3.06									
E		/	/	0.6	/	5.07	1103.45	842.1	1636.8	0.33	0.67	1.67	3.40	
		2.76			3.06									
F		/	/	0.6	/	5.07	1103.45	533.33	2206.9	0.5	0.5	2.54	2.54	
	2.76			3.06										
G	/	/	0.6	/	5.07	533.33	1103.45	1636.8	0.67	0.33	3.4	1.67		
	2.76													
H	/	/	0.6	3.06	/	5.07	842.1	1103.45	1375.4	0.39	0.61	1.98	3.09	
	2.76													
I	/	/	0.6	3.06	/	5.07	500	533.33	1342.1	0.63	0.31	3.19	1.88	
	2.76													
K	/	/	0.6	3.06	/	4.04	0	842.1	500	1	0	4.4		
	2.2													

Tableau 40: Calcul les moments en appuis.

Calcul des efforts tranchants et les moments en travée :

	H	M _n	M _s	T _n		L	H _w	M _e	T _i	M _t
A-1	3.06	2.69	4.04	2.2	1-2	3.2	2.52	5.42	2.48	-1.45
1-10	3.06	3.33	2.73	1.98	2-3	1.9	4.15	4.28	4.44	-0.0065
10-19	10-19	1.64	1.87	1.15	3-4	3.00	2.65	2.24	1.63	-0.21
E-4	19.28	1.75	11.61	1.10	4-5	1.45	3.4	4.56	5.49	-0.58
F-5	C-2	3.38	5.07	2.76	5-6	1.45	4.56	3.4	5.49	0.58
G-6	2-11	4.17	3.42	2.48	6-7	3.00	2.65	2.24	1.3	0.21
H-7	11-20	2.07	2.36	1.45	7-8	1.9	4.28	4.15	4.44	0.0065
I-8	20-29	2.19	2.02	1.38	8-9	3.2	5.42	2.52	2.48	1.45
K-9	D-3	3.38	5.07	2.76	10-11	3.2	2.42	5.22	2.39	-1.4
1-10	3-12	4.17	3.42	2.48	11-12	1.9	3.98	4.11	4.26	-0.0065
2-11	12-21	2.07	2.36	1.45	12-13	3.00	2.16	2.55	1.57	-0.20
3-12	21-30	2.19	2.02	1.38	13-14	1.45	3.27	4.38	5.28	-0.56
4-13	E-4	3.18	5.07	2.76	14-15	1.45	4.38	1.27	5.28	0.56
5-14	4-13	4.17	3.42	2.48	15-16	3.00	02.55	2.16	1.57	0.20
6-15	13-22	2.07	2.36	1.45	16-17	1.9	4.11	3.98	4.26	0.0055
7-16	22-31	2.19	2.02	1.38	17-18	3.2	5.22	2.42	2.39	1.4
8-17	F-5	3.38	5.07	2.76	19-20	3.2	1.51	3.25	1.49	-0.87
9-18	I-14	4.17	3.42	2.48	20-21	1.9	2.5	2.58	2.67	-0.04
10-19	14-23	2.07	2.36	1.45	21-22	3.00	1.35	1.6	0.98	-0.13
11-20	23-32	2.19	2.02	1.38	22-23	1.45	2.05	2.74	3.30	-0.35
12-21	G-6	3.38	5.07	2.76	23-24	1.45	2.74	2.05	3.30	0.35
13-22	6-15	4.17	3.42	2.48	24-25	3.00	1.6	1.35	0.98	0.13
14-23	15-24	2.07	2.36	1.45	25-26	1.9	2.58	2.5	2.67	0.04
15-24	24-33	2.19	2.02	1.38	26-27	3.2	3.25	1.51	1.49	0.87
16-25	H-7	3.38	5.07	2.76	28-29	3.2	0.82	1.75	0.80	-0.47
17-26	7-16	4.17	3.42	2.48	29-30	1.9	1.34	1.37	1.43	-0.01
18-27	16-25	2.07	2.36	1.45	30-31	3.00	0.71	0.85	0.52	-0.07
19-28	25-34	2.19	2.02	1.38	31-32	1.45	0.10	1.48	1.78	-0.19
20-29	I-8	3.38	5.07	2.76	32-33	1.45	1.48	1.10	1.78	0.19
21-30	8-17	4.17	3.42	2.48	33-34	3.00	0.85	0.71	0.25	0.07
22-31	17-26	2.07	2.36	1.45	34-35	1.9	1.37	1.34	1.34	0.01
23-32	26-35	2.19	2.02	1.38	35-36	3.2	1.75	0.82	0.80	0.47
24-33	K-9	2.69	4.04	2.2						
25-34	9-18	3033	2.73	1.98						
26-35	18-27	1.64	1.89	1.15						
27-36	27-36	1.75	1.61	1.10						

Tableau 41 : Calcul des efforts tranchants et les moments en travée.

Calcul des efforts tranchants normal.

Niveau	Poteaux	H	T_g	T_d	N_{poteau}	N_{total}
3	19-28	3.06	0	-0.80	/	-0.80
	20-29	3.06	-0.80	-1.43	/	-0.63
	21-30	3.06	-1.43	-0.52	/	0.91
	22-31	3.06	-0.52	-1.78	/	-1.26
	23-32	3.06	-1.78	-1.78	/	0
	24-33	3.06	-1.78	-0.52	/	1.26
	25-34	3.06	-0.52	-1.43	/	-0.91
	26-35	3.06	-1.43	-0.8	/	0.63
	27-36	3.06	-0.8	0	/	0.8
2	10-19	3.06	0	-1.49	-0.80	-2.29
	11-20	3.06	-1.49	-2.67	-0.63	-1.81
	12-21	3.06	-2.67	-0.98	0.91	2.6
	13-22	3.06	-0.98	-3.3	-1.26	-3.58
	14-23	3.06	-3.3	-3.3	0	0
	15-24	3.06	-3.3	-0.98	1.26	3.58
	16-25	3.06	-0.98	-2.67	-0.91	-2.6
	17-26	3.06	-2.67	-1.49	0.63	1.81
	18-27	3.06	-1.49	0	0.8	2.29
1	1-10	3.06	0	-2.39	-2.29	-4.68
	2-11	3.06	-2.39	-4.26	-1.81	-3.68
	3-12	3.06	-4.26	-1.57	2.6	5.29
	4-13	3.06	-1.57	-5.28	-3.58	-7.29
	5-14	3.06	-5.28	-5.28	0	0
	6-15	3.06	-5.28	-1.57	3.58	7.29
	7-16	3.06	-1.57	-4.26	-2.6	-5.29
	8-17	3.06	-4.26	-2.39	1.81	3.68
	9-18	3.06	-2.39	0	2.29	4.68
RDC	A-1	3.06	0	-2.48	-4.68	-7.16
	C-2	3.06	-2.48	-4.44	-3.68	-5.64
	D-3	3.06	-4.44	-1.63	5.29	8.1
	E-4	3.06	-1.63	-5.49	-7.29	-11.15
	F-5	3.06	-5.49	-5.49	0	0
	G-6	3.06	-5.49	-1.63	7.29	11.15
	H-7	3.06	-1.63	-4.44	-5.29	-8.1
	I-8	3.06	-4.44	-2.48	3.68	5.64
	K-9	3.06	-2.48	0	4.68	7.16

Tableau 42 : Calcul des efforts tranchants normal.

Evaluation de charges :

1-Principe de calcul :

$$k_w = \frac{I_w}{l_w}; \quad k_e = \frac{I_e}{l_e}; \quad k_s = \frac{I_s}{h_s}; \quad k_n = \frac{I_n}{h_n}$$

$$D = k_w + k_e + k_n + k_s$$

Les moments des les sections dangereuse sont les valeurs ablués.

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

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

-au nu de l'appui dans le travée de droite :

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

-au nu inferieur des poutres dans le poteau inferieur :

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

- au nu supérieur des poutres dans le poteau supérieur :

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

Pour les poutres les moments M_e et M_w sont négatifs.

***Portique transversal l'axe « c »**

Niveau terrasse :

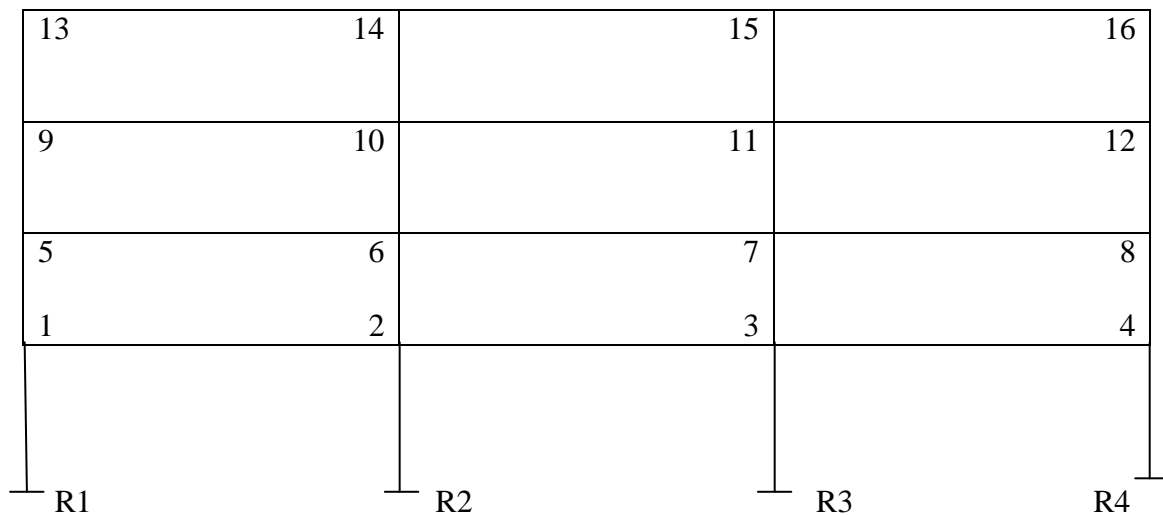
Charge permanente G :

$$G = 1.073 \text{ t.ml}$$

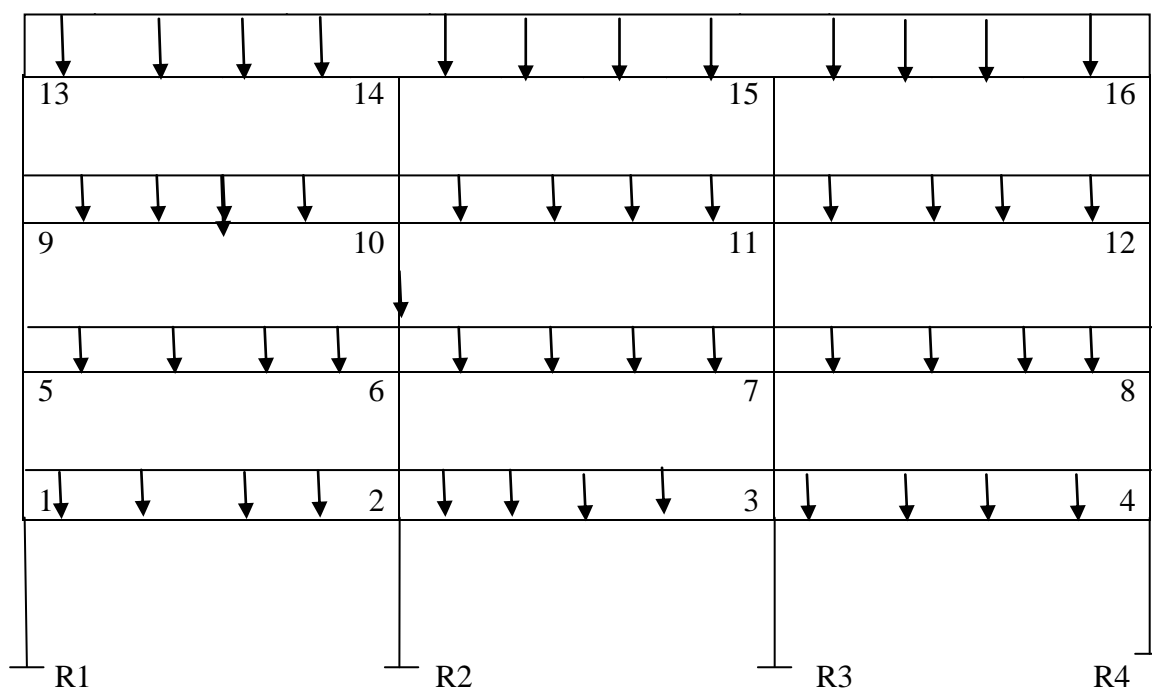
Niveau étage courant :

Charge permanente G :

$$G = 0.776 \text{ t.ml}$$



Sous charge permanente « G » :



2- Caractéristique géométrique :

Nœud	I_w	I_e	I_s	I_n	l_w'	l_e'	h_n'	h_s'
1	-	0.0016	0.00675	0.00675	-	2.32	2.45	2.45
2	0.0016	0.0016	0.00675	0.00675	2.32	2.64	2.45	2.45
3	0.0016	0.0016	0.00675	0.00675	2.64	2.32	2.45	2.45
4	0.0016	-	0.00675	0.00675	2.32	-	2.45	2.45
5	-	0.0016	0.00675	0.00675	-	2.32	2.45	2.45
6	0.0016	0.0016	0.00675	0.00675	2.32	2.64	2.45	2.45
7	0.0016	0.0016	0.00675	0.00675	2.64	2.32	2.45	2.45
8	0.0016	-	0.00675	0.00675	2.32	-	2.45	2.45
9	-	0.0016	0.00675	0.00675	-	2.32	2.75	2.45
10	0.0016	0.0016	0.00675	0.00675	2.32	2.64	2.75	2.45
11	0.0016	0.0016	0.00675	0.00675	2.64	2.32	2.75	2.45
12	0.0016	-	0.00675	0.00675	2.32	-	2.75	2.45
13	-	0.0016	0.00675	-	-	2.32	-	2.45
14	0.0016	0.0016	0.00675	-	2.32	2.64	-	2.45
15	0.0016	0.0016	0.00675	-	2.64	2.32	-	2.45
16	0.0016	-	0.00675	-	2.32	-	-	2.45

Tableau 43 : Caractéristique géométrique.

Nœud	k_w	k_e	k_n	k_s	D
1	-	0.00069	0.00028	0.00028	0.00125
2	0.00069	0.00061	0.00028	0.00028	0.00186
3	0.00061	0.00069	0.00028	0.00028	0.00186
4	0.00069	-	0.00028	0.00028	0.00125
5	-	0.00069	0.00028	0.00028	0.00125
6	0.00069	0.00061	0.00028	0.00028	0.00186
7	0.00061	0.00069	0.00028	0.00028	0.00186
8	0.00069	-	0.00028	0.00028	0.00125
9	-	0.00069	0.00025	0.00028	0.00122
10	0.00069	0.00061	0.00025	0.00028	0.00183
11	0.00061	0.00069	0.00025	0.00028	0.00183
12	0.00069	-	0.00025	0.00028	0.00122
13	-	0.00069	-	0.00028	0.00097
14	0.00069	0.00061	-	0.00028	0.00158
15	0.00061	0.00069	-	0.00028	0.00158
16	0.00069	-	-	0.00028	0.00097

Tableau 44 : calcul de rigidité.

3-Calcul des moments dans les poteaux et les poutres :

***sous charge permanente « G » :**

Niveau	Nœud	q_w	q_e	M_w'	M_e'	M_w	M_e	M_n	M_s
3	13	-	1.07	-	0.68	-	0.20	-	0.20
	14	1.07	1.07	0.68	0.89	0.77	0.81	-	0.04
	15	1.07	1.07	0.89	0.68	0.81	0.77	-	0.04
	16	1.07	-	0.68	-	0.20	-	-	0.20
2	9	-	0.776	-	0.49	-	0.21	0.1	0.11
	10	0.776	0.776	0.49	0.64	0.55	0.59	0.02	0.02
	11	0.776	0.776	0.64	0.49	0.59	0.55	0.02	0.02
	12	0.776	-	0.49	-	0.21	-	0.1	0.11
1	5	-	0.776	-	0.49	-	0.21	0.11	0.11
	6	0.776	0.776	0.49	0.64	0.55	0.59	0.02	0.02
	7	0.776	0.776	0.64	0.49	0.59	0.55	0.02	0.02
	8	0.776	-	0.49	-	0.21	-	0.11	0.11
RDC	1	-	0.776	-	0.49	-	0.21	0.11	0.11
	2	0.776	0.776	0.49	0.64	0.55	0.59	0.02	0.02
	3	0.776	0.776	0.64	0.49	0.59	0.55	0.02	0.02
	4	0.776	-	0.49	-	0.21	-	0.11	0.11

Tableau 45 : Calcul des moments dans les poteaux et les poutres sous « G »

4-Calcul du moment max en travée et de l'effort tranchant dans les poutres :

***Sous charge permanente G :**

-Moment en travée et l'effort tranchant :

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

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

$$X = \frac{T_w}{q}$$

$$M_{max} = T_w \cdot x - q \frac{x^2}{2} - M_w$$

travée	M_w	M_e	Q	$L(m)$	T_w	T_e	X	$M_t max$
1-2	0.21	0.55	0.776	2.9	1.01	1.24	1.30	0.45
2-3	0.59	0.59	0.776	3.3	1.28	1.28	1.65	0.47
3-4	0.55	0.21	0.776	2.9	1.24	1.01	1.60	0.44
5-6	0.21	0.55	0.776	2.9	1.01	1.24	1.30	0.45
6-7	0.59	0.59	0.776	3.3	1.28	1.28	1.65	0.47
7-8	0.55	0.21	0.776	2.9	1.24	1.01	1.60	0.44
9-10	0.21	0.55	0.776	2.9	1.01	1.24	1.30	0.45
10-11	0.59	0.59	0.776	3.3	1.28	1.28	1.65	0.47
11-12	0.55	0.21	0.776	2.9	1.24	1.01	1.60	0.44
13-14	0.20	0.77	1.07	2.9	1.36	1.75	1.27	0.66
14-15	0.81	0.81	1.07	3.3	1.77	1.77	1.65	0.65
15-16	0.77	0.20	1.07	2.9	1.75	1.36	1.64	0.66

Tableau 46 : Calcul du moment max en travée et de l'effort tranchant dans les poutres.

5-L'effort tranchant dans les poteaux :

***Sous charge permanente G :**

$$T = \frac{M_n + M_s}{h}$$

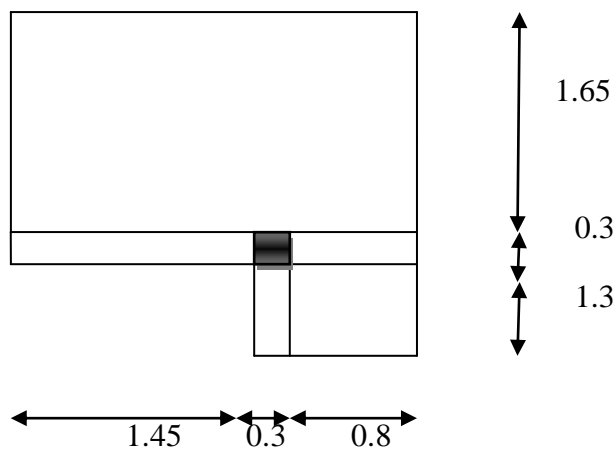
Niveau	Poteau	M_n	M_s	H	T
3	13-9	0.20	0.10	3.06	0.10
	14-10	0.04	0.02	3.06	0.02
	15-11	0.04	0.02	3.06	0.02
	16-12	0.20	0.1	3.06	0.10
2	9-5	0.11	0.11	3.06	0.07
	10-6	0.02	0.02	3.06	0.01
	11-7	0.02	0.02	3.06	0.01
	12-8	0.11	0.11	3.06	0.07
1	5-1	0.11	0.11	3.06	0.07
	6-2	0.02	0.02	3.06	0.01
	7-3	0.02	0.02	3.06	0.01
	8-4	0.11	0.11	3.06	0.07
RDC	1-R1	0.11	-	3.06	0.04
	2-R2	0.02	-	3.06	0.007
	3-R3	0.02	-	3.06	0.007
	4-R4	0.11	-	3.06	0.04

Tableau 47 : L'effort tranchant dans les poteaux sous G.

6-Calcul de l'effort normal dans les poteaux :

***sous charge permanente « G » :**

Poteau (C-4) et poteau (C-7) : C'est les poteaux de l'effort normal max



Niveau (4) :

N4 = poids des (terrasse + poteau + poutres+ acrotère)

$$N4 = 0.576 \times 5.25 + 2.5 \times (0.3 \times 0.4) \times (1.45 + 0.3 + 0.8)$$

$$+ 2.5 \times (0.3 \times 0.4 \times 1.3) + 0.226 \times (1.6 + 1.45)$$

$$+ 2.5 \times (2.66 \times 0.3 \times 0.3)$$

$$= 5.47 \text{ t}$$

Niveau (3) :

N3 = N4 + poids des (P courant+ poteau + poutres+ mur extérieur)

$$= 0.501 \times 5.25 + 2.5 \times (0.3 \times 0.4) \times (1.45 + 0.3 + 0.8) + 2.5 \times (0.3 \times 0.4 \times 1.3)$$

$$+2.5 \times (2.66 \times 0.3 \times 0.3) + 0.25 \times (1.6 + 1.45)$$

$$= N4 + 5.14 = 5.47 + 5.14 = 10.62 t$$

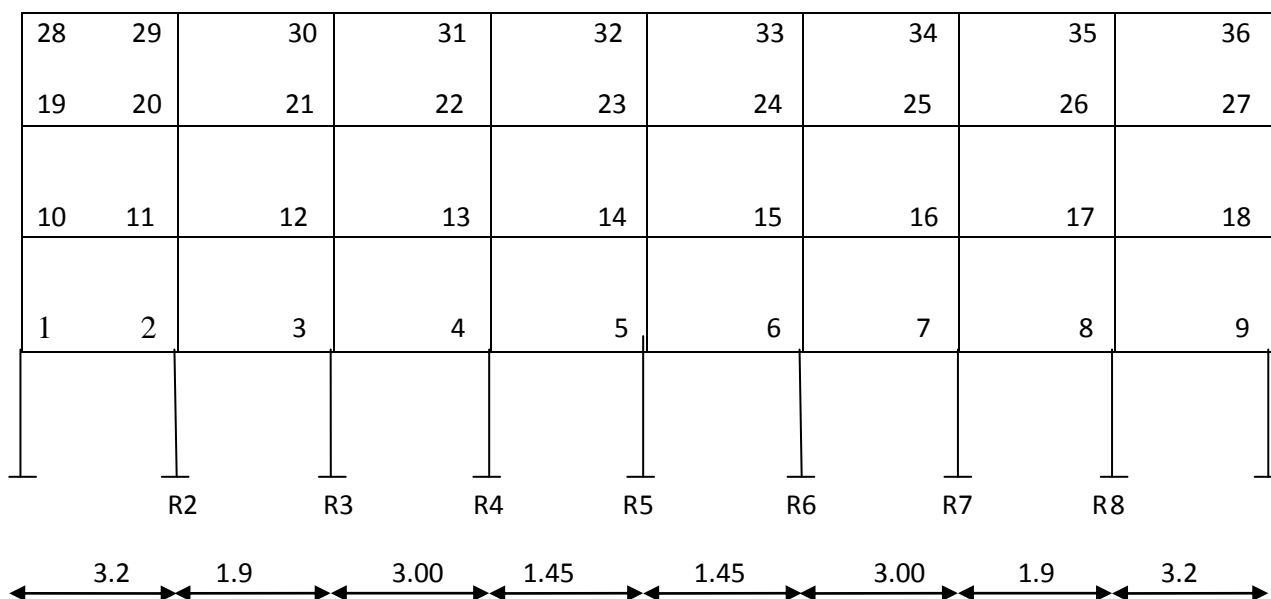
Niveau (2) :

$$N2 = N3 + 5.14 = 10.62 + 5.14 = 15.76 t$$

Niveau (1) :

$$N1 = N2 + 5.14 = 15.76 + 5.14 = 20.9 t$$

***Portique transversal l'axe (4-7) :**



1-Les charges :

Charge permanente « G » :

1-pp de poutre = $0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.3 \text{ t.ml}$

2-pp de l'acrotère = $0.226 \times 3.5 = 0.791 \text{ t.ml}$

3-pp plancher terrasse

$$3a : 0.576 \times \frac{2.9+3.6}{2} = 1.87 \text{ t.ml}$$

$$3b : 0.576 \times \frac{3.6}{2} = 1.04 \text{ t.ml}$$

4-pp planché courant :

$$4a : 0.501 \times \frac{2.9+3.6}{2} = 1.63 \text{ t.ml}$$

$$4b : 0.501 \times \frac{3.6}{2} = 0.90 \text{ t.ml}$$

5-pp de mur extérieur : $0.25 \times 3.5 = 0.88 \text{ t.ml}$

$$\text{Charge d'exploitation « Q » : } 0.1 \times \frac{2.9+3.6}{2} = 0.325 \text{ t.ml}$$

$$0.1 \times \frac{3.6}{2} = 0.18 \text{ t.ml}$$

Charge permanente « G » :

Niveau terrasse :

$$P_p \text{ travée}_{28-29} = 1 + 2 + 3b + 5 = 3.01 \text{ t}$$

$$P_p \text{ travée}_{29-30} = 1 + 3a = 2.17 \text{ t}$$

Niveau planché courant :

$$P_p \text{ travée}_{19-20} = 1 + 4b + 5 = 2.08 \text{ t}$$

$$P_p \text{ travée}_{20-21} = 1 + 4 = 1.93 \text{ t}$$

Charge d'exploitation « Q » :

Niveau terrasse :

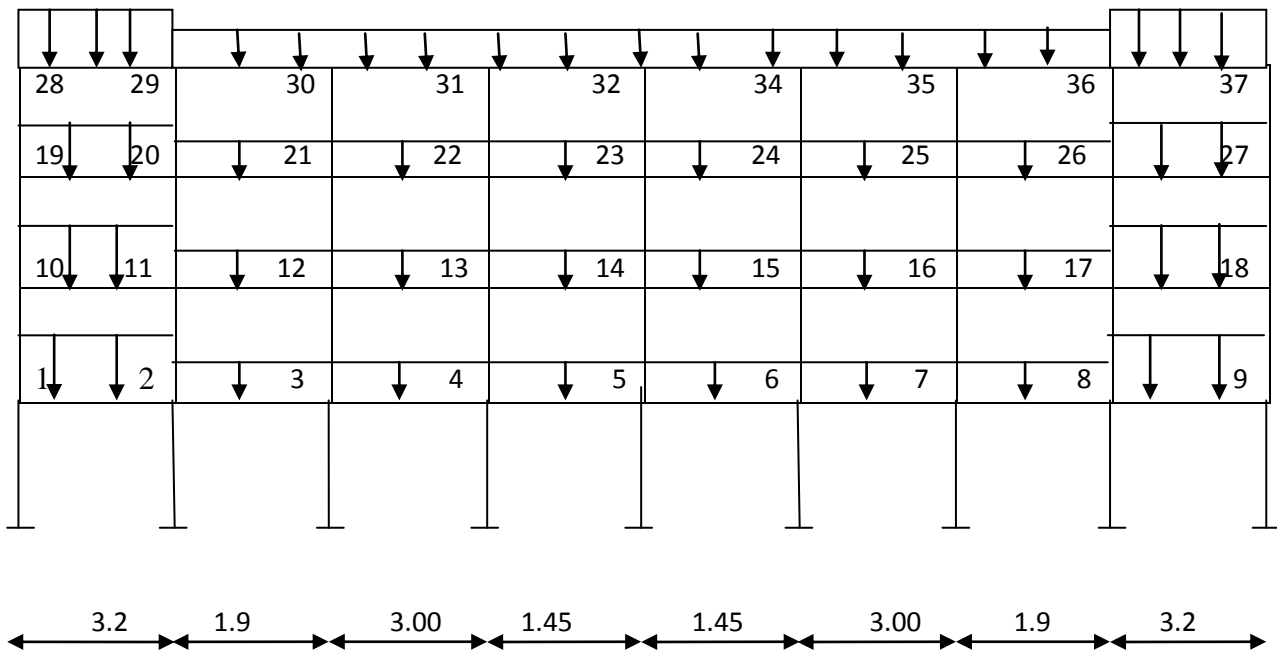
$$P_p \text{ travée}_{28-29} = 0.18 \text{ t}$$

$$P_p \text{ travée}_{29-30} = 0.325 \text{ t Niveau planché courant :$$

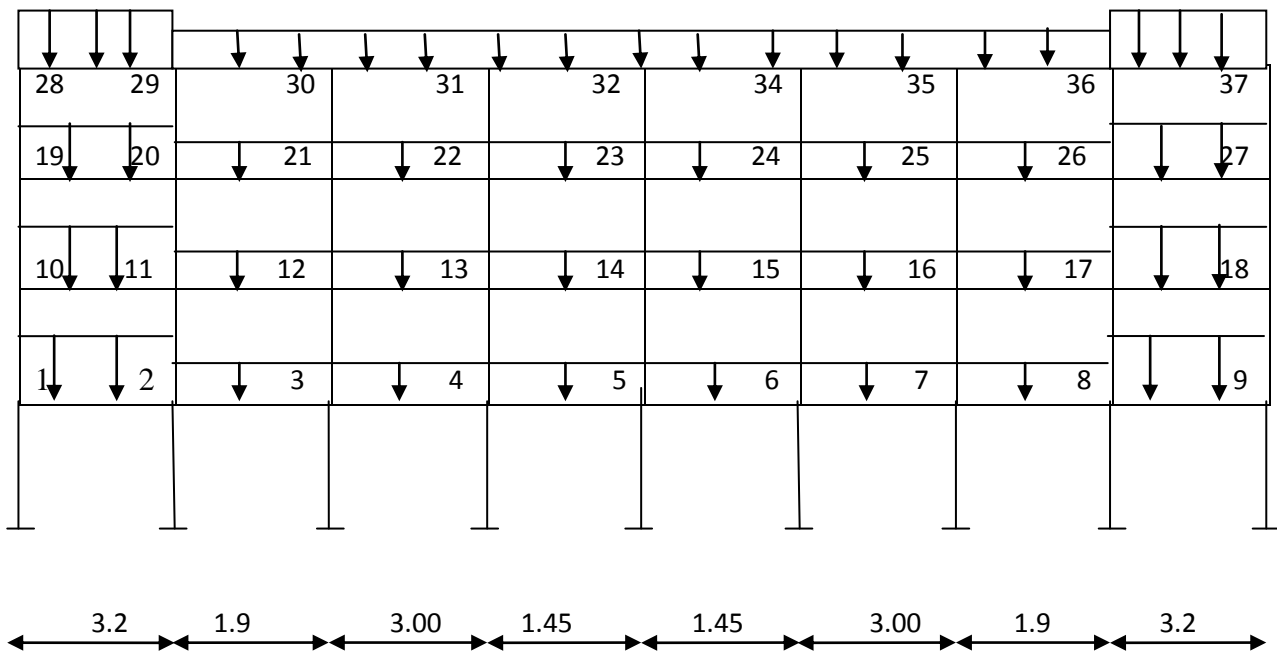
$$P_p \text{ travée}_{19-20} = 0.27 \text{ t}$$

$$P_p \text{ travée}_{20-21} = 0.488 \text{ t}$$

Sous charge permanente « G » :



Sous charge d'exploitation «Q» :



2- Caractéristique géométrique :

Nœud	I_w	I_e	I_s	I_n	l_w'	l_e'	h_n'	h_s'
1	-	0.0016	0.000675	0.000675	-	2.56	2.45	2.45
2	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.56	1.52	2.45	2.45
3	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.52	2.40	2.45	2.45
4	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.40	1.16	2.45	2.45
5	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.16	1.16	2.45	2.45
6	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.16	2.40	2.45	2.45
7	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.40	1.52	2.45	2.45
8	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.52	2.56	2.45	2.45
9	0.0016	-	0.000675	0.000675	2.56	-	2.45	2.45
10	-	0.0016	0.000675	0.000675	-	2.56	2.45	2.45
11	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.56	1.52	2.45	2.45
12	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.52	2.40	2.45	2.45
13	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.40	1.16	2.45	2.45
14	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.16	1.16	2.45	2.45
15	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.16	2.40	2.45	2.45
16	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.40	1.52	2.45	2.45
17	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.52	2.56	2.45	2.45
18	0.0016	-	0.000675	0.000675	2.56	-	2.45	2.45
19	-	0.0016	0.000675	0.000675	-	2.56	2.75	2.45
20	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.56	1.52	2.75	2.45
21	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.52	2.40	2.75	2.45
22	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.40	1.16	2.75	2.45
23	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.16	1.16	2.75	2.45
24	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.16	2.40	2.75	2.45
25	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	2.40	1.52	2.75	2.45
26	0.0016	0.0016	0.000675	0.000675	1.52	2.56	2.75	2.45
27	0.0016	-	0.000675	0.000675	2.56	-	2.75	2.45
28	-	0.0016	-	0.000675	-	2.56	-	2.45
29	0.0016	0.0016	-	0.000675	2.56	1.52	-	2.45
30	0.0016	0.0016	-	0.000675	1.52	2.40	-	2.45
31	0.0016	0.0016	-	0.000675	2.40	1.16	-	2.45
32	0.0016	0.0016	-	0.000675	1.16	1.16	-	2.45
33	0.0016	0.0016	-	0.000675	1.16	2.40	-	2.45
34	0.0016	0.0016	-	0.000675	2.40	1.52	-	2.45
35	0.0016	0.0016	-	0.000675	1.52	2.56	-	2.45
36	0.0016	-	-	0.000675	2.56	-	-	2.45

Tableau 48 : Caractéristique géométrique .

Nœud	k_w	k_e	k_n	K_s	D
1	-	0.00063	0.00028	0.00028	0.0012
2	0.00063	0.0011	0.00028	0.00028	0.0023
3	0.0011	0.00067	0.00028	0.00028	0.0023
4	0.00067	0.0014	0.00028	0.00028	0.0026
5	0.0014	0.0014	0.00028	0.00028	0.0033
6	0.0014	0.00067	0.00028	0.00028	0.0026
7	0.00067	0.0011	0.00028	0.00028	0.0023
8	0.0011	0.00063	0.00028	0.00028	0.0023
9	0.00063	-	0.00028	0.00028	0.0012
10	-	0.00063	0.00028	0.00028	0.0012
11	0.00063	0.0011	0.00028	0.00028	0.0023
12	0.0011	0.00067	0.00028	0.00028	0.0023
13	0.00067	0.0014	0.00028	0.00028	0.0026
14	0.0014	0.0014	0.00028	0.00028	0.0033
15	0.0014	0.00067	0.00028	0.00028	0.0026
16	0.00067	0.0011	0.00028	0.00028	0.0023
17	0.0011	0.00063	0.00028	0.00028	0.0023
18	0.00063	-	0.00028	0.00028	0.0012
19	-	0.00063	0.00025	0.00028	0.0012
20	0.00063	0.0011	0.00025	0.00028	0.0023
21	0.0011	0.00067	0.00025	0.00028	0.0023
22	0.00067	0.0014	0.00025	0.00028	0.0026
23	0.0014	0.0014	0.00025	0.00028	0.0033
24	0.0014	0.00067	0.00025	0.00028	0.0026
25	0.00067	0.0011	0.00025	0.00028	0.0023
26	0.0011	0.00063	0.00025	0.00028	0.0023
27	0.00063	-	0.00025	0.00028	0.0012
28	-	0.00063	-	0.00028	0.00091
29	0.00063	0.0011	-	0.00028	0.00201
30	0.0011	0.00067	-	0.00028	0.00205
31	0.00067	0.0014	-	0.00028	0.00235
32	0.0014	0.0014	-	0.00028	0.00308
33	0.0014	0.00067	-	0.00028	0.00235
34	0.00067	0.0011	-	0.00028	0.00205
35	0.0011	0.00063	-	0.00028	0.00201
36	0.00063	-	-	0.00028	0.00091

Tableau 49 : calcul de rigidité.

3-Calcul des moments dans les poteaux et les poutres :

***Sous charge permanente « G » :**

Niveau	Nœud	q_w	q_e	M_w'	M_e'	M_w	M_e	M_n	M_s
3	28	-	3.01	-	2.32	-	0.71	-	0.71
	29	3.01	2.17	2.32	0.59	1.78	1.54	-	0.24
	30	2.17	2.17	0.59	1.47	1.06	1.18	-	0.12
	31	2.17	2.17	1.47	0.34	1.15	1.01	-	0.13
	32	2.17	2.17	0.34	0.34	0.34	0.34	-	0
	33	2.17	2.17	0.34	1.47	1.01	1.15	-	0.13
	34	2.17	2.17	1.47	0.59	1.18	1.06	-	0.12
	35	2.17	3.01	0.59	2.32	1.54	1.78	-	0.24
	36	3.01	-	2.32	-	0.71	-	-	0.71
2	19	-	2.08	-	1.6	-	0.76	0.33	0.37
	20	2.08	1.93	1.6	0.35	1.25	0.88	0.14	0.15
	21	1.93	1.93	0.35	0.55	0.45	0.49	0.02	0.02
	22	1.93	1.93	0.55	0.26	0.48	0.42	0.02	0.03
	23	1.93	1.93	0.26	0.26	0.26	0.26	0	0
	24	1.93	1.93	0.26	0.55	0.42	0.48	0.03	0.03
	25	1.93	1.93	0.55	0.35	0.49	0.45	0.02	0.02
	26	1.93	2.08	0.35	1.6	0.88	1.25	0.12	0.12
	27	2.08	-	1.6	-	0.76	-	0.33	0.37
1	10	-	2.08	-	1.6	-	0.76	0.37	0.37
	11	2.08	1.93	1.6	0.35	1.25	0.88	0.15	0.15
	12	1.93	1.93	0.35	0.55	0.45	0.49	0.02	0.02
	13	1.93	1.93	0.55	0.26	0.48	0.42	0.03	0.03
	14	1.93	1.93	0.26	0.26	0.26	0.26	0	0
	15	1.93	1.93	0.26	0.55	0.42	0.48	0.03	0.03
	16	1.93	1.93	0.55	0.35	0.49	0.45	0.02	0.02
	17	1.93	2.08	0.35	1.6	0.88	1.25	0.12	0.12
	18	2.08	-	1.6	-	0.76	-	0.37	0.37
RDC	1	-	2.08	-	1.6	-	0.76	0.37	0.37
	2	2.08	1.93	1.6	0.35	1.25	0.88	0.15	0.15
	3	1.93	1.93	0.35	0.55	0.45	0.49	0.02	0.02
	4	1.93	1.93	0.55	0.26	0.48	0.42	0.03	0.03
	5	1.93	1.93	0.26	0.26	0.26	0.26	0	0
	6	1.93	1.93	0.26	0.55	0.42	0.48	0.03	0.03
	7	1.93	1.93	0.55	0.35	0.49	0.45	0.02	0.02
	8	1.93	2.08	0.35	1.6	0.88	1.25	0.12	0.12
	9	2.08	-	1.6	-	0.76	-	0.37	0.37

Tableau 50 : Calcul des moments dans les poteaux et les poutres sous « G »

4-Calcul du moment max en travée et de l'effort tranchant dans les poutres :

***Sous charge permanente « G » :**

travée	M_w	M_e	Q	$L(m)$	T_w	T_e	X	$M_{t\ max}$
28-29	0.71	1.78	3.01	3.20	4.48	5.15	1.49	2.62
29-30	1.54	1.06	2.17	1.90	2.31	1.80	1.06	-0.31
30-31	1.18	1.15	2.17	3.00	3.27	3.25	1.50	2.64
31-32	1.01	0.34	2.17	1.45	2.04	1.11	0.94	-0.05
32-33	0.34	1.01	2.17	1.45	1.11	2.04	0.51	-0.06
33-34	1.15	1.18	2.17	3.00	3.25	3.27	1.50	1.28
34-35	1.06	1.54	2.17	1.90	1.80	2.31	0.83	-0.31
35-36	1.78	0.71	3.01	3.20	5.15	4.48	1.71	2.63
19-20	0.76	1.25	2.08	3.20	3.17	3.48	1.52	1.66
20-21	0.88	0.45	1.93	1.90	2.06	1.61	1.07	-0.22
21-22	0.49	0.48	1.93	3.00	2.90	2.89	1.50	1.69
22-23	0.42	0.26	1.93	1.45	1.51	1.29	0.78	-0.17
23-24	0.26	0.42	1.93	1.45	1.29	1.51	0.67	-0.17
24-25	0.48	0.49	1.93	3.00	2.89	2.90	1.50	1.68
25-26	0.45	0.88	1.93	1.90	1.65	2.06	0.83	-0.22
26-27	1.25	0.76	2.08	3.20	3.48	3.17	1.67	1.66
10-11	0.71	1.78	2.08	3.20	3.17	3.48	1.52	1.66
11-12	1.54	1.06	1.93	1.90	2.06	1.61	1.07	-0.22
12-13	1.18	1.15	1.93	3.00	2.90	2.89	1.50	1.69
13-14	1.01	0.34	1.93	1.45	1.51	1.29	0.78	-0.17
14-15	0.34	1.01	1.93	1.45	1.29	1.51	0.67	-0.17
15-16	1.15	1.18	1.93	3.00	2.89	2.90	1.50	1.68
16-17	1.06	1.54	1.93	1.90	1.65	2.06	0.83	-0.22
17-18	1.78	0.71	2.08	3.20	3.48	3.17	1.67	1.66
1-2	0.76	1.25	2.08	3.20	3.17	3.48	1.52	1.66
2-3	0.88	0.45	1.93	1.90	2.06	1.61	1.07	-0.22
3-4	0.49	0.48	1.93	3.00	2.90	2.89	1.50	1.69
4-5	0.42	0.26	1.93	1.45	1.51	1.29	0.78	-0.17
5-6	0.26	0.42	1.93	1.45	1.29	1.51	0.67	-0.17
6-7	0.48	0.49	1.93	3.00	2.89	2.90	1.50	1.68
7-8	0.45	0.88	1.93	1.90	1.65	2.06	0.83	-0.22
8-9	1.25	0.76	2.08	3.20	3.48	3.17	1.67	1.66

Tableau 51 : Calcul du moment max en travée et de l'effort tranchant dans les poutres.

5-Calcul de l'effort tranchant dans les poteaux :

***Sous charge permanente « G » :**

Niveau	Poteau	M_n	M_s	H	T
3	28-19	0.71	0.33	3.06	0.34
	29-20	0.24	0.14	3.06	0.12
	30-21	0.12	0.02	3.06	0.05
	31-22	0.13	0.02	3.06	0.05
	32-23	0.00	0.00	3.06	0.00
	33-24	0.13	0.03	3.06	0.05
	34-25	0.12	0.02	3.06	0.05
	35-26	0.24	0.12	3.06	0.12
	36-27	0.71	0.33	3.06	0.34
2	19-10	0.37	0.37	3.06	0.24
	20-11	0.15	0.15	3.06	0.10
	21-12	0.02	0.02	3.06	0.01
	22-13	0.03	0.03	3.06	0.02
	23-14	0.00	0.00	3.06	0.00
	24-15	0.03	0.03	3.06	0.02
	25-16	0.02	0.02	3.06	0.01
	26-17	0.12	0.12	3.06	0.10
	27-18	0.37	0.37	3.06	0.24
1	10-1	0.37	0.37	3.06	0.24
	11-2	0.15	0.15	3.06	0.10
	12-3	0.02	0.02	3.06	0.01
	13-4	0.03	0.03	3.06	0.02
	14-5	0.00	0.00	3.06	0.00
	15-6	0.03	0.03	3.06	0.02
	16-7	0.02	0.02	3.06	0.01
	17-8	0.12	0.12	3.06	0.10
	18-9	0.37	0.37	3.06	0.24
RDC	1-R1	0.37	0.37	3.06	0.24
	2-R2	0.15	0.15	3.06	0.10
	3-R3	0.02	0.02	3.06	0.01
	4-R4	0.03	0.03	3.06	0.02
	5-R5	0.00	0.00	3.06	0.00
	6-R6	0.03	0.03	3.06	0.02
	7-R7	0.02	0.02	3.06	0.01
	8-R8	0.12	0.12	3.06	0.10
	9-R9	0.37	0.37	3.06	0.24

Tableau 52 : L'effort tranchant dans les poteaux sous G.

6-Calcul des moments dans les poteaux et les poutres :

***Sous charge d'exploitation « Q » :**

Niveau	Nœud	q_w	q_e	M_w'	M_e'	M_w	M_e	M_n	M_s
3	28	-	0.18	-	0.14	-	0.04	-	0.04
	29	0.18	0.325	0.14	0.09	0.12	0.12	-	0.01
	30	0.325	0.325	0.09	0.22	0.16	0.18	-	0.01
	31	0.325	0.325	0.22	0.05	0.17	0.15	-	0.02
	32	0.325	0.325	0.05	0.05	0.05	0.05	-	0
	33	0.325	0.325	0.05	0.22	0.15	0.17	-	0.02
	34	0.325	0.325	0.22	0.09	0.18	0.16	-	0.02
	35	0.325	0.18	0.09	0.14	0.12	1.12	-	0.01
	36	0.18	-	0.14	-	0.04	-	-	0.04
2	19	-	0.27	-	0.21	-	0.10	0.04	0.05
	20	0.27	0.488	0.21	0.13	0.19	0.16	0.01	0.01
	21	0.488	0.488	0.13	0.33	0.23	0.27	0.01	0.01
	22	0.488	0.488	0.33	0.08	0.19	0.21	0.02	0.02
	23	0.488	0.488	0.08	0.08	0.08	0.08	0	0
	24	0.488	0.488	0.08	0.33	0.21	0.19	0.02	0.02
	25	0.488	0.488	0.33	0.13	0.27	0.23	0.01	0.01
	26	0.488	0.27	0.13	0.21	0.16	0.19	0.01	0.01
	27	0.27	-	0.21	-	0.10	-	0.04	0.05
1	10	-	0.27	-	0.21	-	0.10	0.05	0.05
	11	0.27	0.488	0.21	0.13	0.19	0.16	0.01	0.01
	12	0.488	0.488	0.13	0.33	0.23	0.27	0.02	0.01
	13	0.488	0.488	0.33	0.08	0.19	0.21	0.03	0.02
	14	0.488	0.488	0.08	0.08	0.08	0.08	0	0
	15	0.488	0.488	0.08	0.33	0.21	0.19	0.03	0.02
	16	0.488	0.488	0.33	0.13	0.27	0.23	0.02	0.01
	17	0.488	0.27	0.13	0.21	0.16	0.19	0.01	0.01
	18	0.27	-	0.21	-	0.10	-	0.05	0.05
RDC	1	-	0.27	-	0.21	-	0.10	0.05	0.05
	2	0.27	0.488	0.21	0.13	0.19	0.16	0.01	0.01
	3	0.488	0.488	0.13	0.33	0.23	0.27	0.02	0.01
	4	0.488	0.488	0.33	0.08	0.19	0.21	0.03	0.02
	5	0.488	0.488	0.08	0.08	0.08	0.08	0	0
	6	0.488	0.488	0.08	0.33	0.21	0.19	0.03	0.02
	7	0.488	0.488	0.33	0.13	0.27	0.23	0.02	0.01
	8	0.488	0.27	0.13	0.21	0.16	0.19	0.01	0.01
	9	0.27	-	0.21	-	0.10	-	0.05	0.05

Tableau 53 : Calcul des moments dans les poteaux et les poutres sous « Q »

7-Calcul du moment max en travée et de l'effort tranchant dans les poutres :

***Sous charge permanente « Q » :**

travée	M_w	M_e	Q	$L(m)$	T_w	T_e	X	$M_{t\ max}$
28-29	0.04	0.12	0.18	3.20	0.25	0.33	1.39	0.29
29-30	0.12	0.16	0.325	1.90	0.28	0.33	0.86	0
30-31	0.18	0.17	0.325	3.00	0.49	0.48	1.51	0.19
31-32	0.15	0.05	0.325	1.45	0.29	0.19	0.89	-0.02
32-33	0.05	0.15	0.325	1.45	0.19	0.29	0.58	-0.006
33-34	0.17	0.18	0.325	3.00	0.48	0.49	1.48	0.18
34-35	0.16	0.12	0.325	1.90	0.33	0.28	1.02	0
35-36	0.12	0.04	0.18	3.20	0.33	0.25	1.83	0.18
19-20	0.10	0.19	0.27	3.20	0.39	0.48	1.44	0.18
20-21	0.16	0.23	0.488	1.90	0.43	0.50	0.88	-0.019
21-22	0.27	0.19	0.488	3.00	0.77	0.69	1.58	0.34
22-23	0.21	0.08	0.488	1.45	0.42	0.29	0.86	-0.03
23-24	0.08	0.21	0.488	1.45	0.29	0.42	0.59	-0.006
24-25	0.19	0.27	0.488	3.00	0.69	0.77	1.41	0.30
25-26	0.23	0.16	0.488	1.90	0.50	0.43	1.02	-0.03
26-27	0.19	0.10	0.27	3.20	0.48	0.39	1.78	0.24
10-11	0.10	0.19	0.27	3.20	0.39	0.48	1.44	0.18
11-12	0.16	0.23	0.488	1.90	0.43	0.50	0.88	-0.019
12-13	0.27	0.19	0.488	3.00	0.77	0.69	1.58	0.34
13-14	0.21	0.08	0.488	1.45	0.42	0.29	0.86	-0.03
14-15	0.08	0.21	0.488	1.45	0.29	0.42	0.59	-0.006
15-16	0.19	0.27	0.488	3.00	0.69	0.77	1.41	0.30
16-17	0.23	0.16	0.488	1.90	0.50	0.43	1.02	-0.03
17-18	0.19	0.10	0.27	3.20	0.48	0.39	1.78	0.24
1-2	0.10	0.19	0.27	3.20	0.39	0.48	1.44	0.18
2-3	0.16	0.23	0.488	1.90	0.43	0.50	0.88	-0.019
3-4	0.27	0.19	0.488	3.00	0.77	0.69	1.58	0.34
4-5	0.21	0.08	0.488	1.45	0.42	0.29	0.86	-0.03
5-6	0.08	0.21	0.488	1.45	0.29	0.42	0.59	-0.006
6-7	0.19	0.27	0.488	3.00	0.69	0.77	1.41	0.30
7-8	0.23	0.16	0.488	1.90	0.50	0.43	1.02	-0.03
8-9	0.19	0.10	0.27	3.20	0.48	0.39	1.78	0.24

Tableau 54 : Calcul du moment max en travée et de l'effort tranchant dans les poutres.

8-Calcul de l'effort tranchant dans les poteaux :

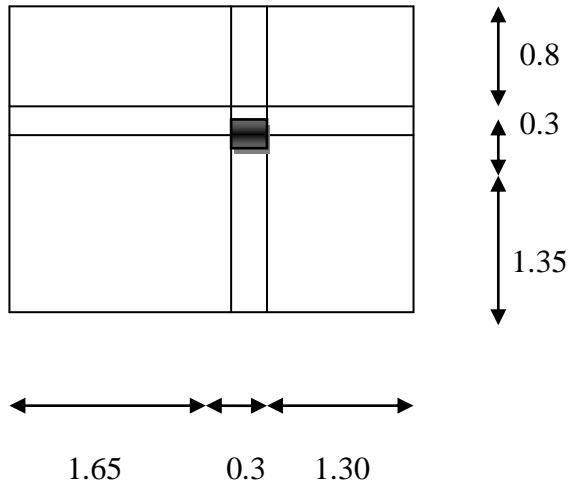
***Sous charge permanente « Q » :**

Niveau	Poteau	M_n	M_s	H	T
3	28-19	0.04	0.04	3.06	0.03
	29-20	0.01	0.01	3.06	0.01
	30-21	0.01	0.01	3.06	0.01
	31-22	0.02	0.02	3.06	0.01
	32-23	0.00	0	3.06	0
	33-24	0.02	0.02	3.06	0.01
	34-25	0.02	0.01	3.06	0.01
	35-26	0.01	0.01	3.06	0.01
	36-27	0.04	0.04	3.06	0.03
2	19-10	0.05	0.05	3.06	0.03
	20-11	0.01	0.01	3.06	0.01
	21-12	0.01	0.02	3.06	0.01
	22-13	0.02	0.03	3.06	0.02
	23-14	0	0	3.06	0
	24-15	0.02	0.03	3.06	0.02
	25-16	0.01	0.02	3.06	0.01
	26-17	0.01	0.01	3.06	0.01
	27-18	0.05	0.05	3.06	0.03
1	10-1	0.05	0.05	3.06	0.03
	11-2	0.01	0.01	3.06	0.01
	12-3	0.01	0.02	3.06	0.01
	13-4	0.02	0.03	3.06	0.01
	14-5	0	0	3.06	0
	15-6	0.02	0.03	3.06	0.01
	16-7	0.01	0.02	3.06	0.01
	17-8	0.01	0.01	3.06	0.01
	18-9	0.05	0.05	3.06	0.03
RDC	1-R1	0.05	-	3.06	0.02
	2-R2	0.01	-	3.06	0.003
	3-R3	0.01	-	3.06	0.003
	4-R4	0.02	-	3.06	0.01
	5-R5	0	-	3.06	0
	6-R6	0.02	-	3.06	0.01
	7-R7	0.01	-	3.06	0.003
	8-R8	0.01	-	3.06	0.003
	9-R9	0.05	-	3.06	0.02

Tableau 55 : L'effort tranchant dans les poteaux sous Q.

9-Calcul l'effort normal dans les poteaux :

***Sous charge permanent « G » :**



$$\text{Surface} = (1.65+1.30) \times (1.35 + 0.8) = 6.31 \text{ m}^2$$

$$1\text{-pp de plancher terrasse} = 6.31 \times 0.576 = 3.64 \text{ t}$$

$$2\text{-pp de poutre } s = 0.29 \times 2.5 = 0.74 \text{ t}$$

$$3\text{-pp de poutre } p = 0.39 \times 2.5 = 0.98 \text{ t}$$

$$4\text{-pp de poteau} = 0.24 \times 2.5 = 0.60 \text{ t}$$

$$5\text{- pp de planché courant} = 6.31 \times 0.501 = 3.16 \text{ t}$$

$$6\text{-Q terrasse} = 0.1 \times 6.31 = 0.631$$

$$7\text{-Q p courant} = 0.15 \times 6.31 = 0.95 \text{ t}$$

Niveau	$\sum N$	$\sum N$
N3	1+2+3+6	5.99
N2	N3+2+3+4+5+7	12.42
N1	N2+2+3+4+5+7	18.85
RDC	N1+2+3+4+5+7	25.28

Combinaisons d'actions :

***Selon le « RPA 2003 » :**

1-Portique transversal :

1-combinaison : $1.35G + 1.5 Q$ (BAEL) : poteaux et poutres.

2- combinaison : $G \pm Q \pm E$ poutres.

3- combinaison : $0.8 G \pm E$ poteaux et poutres.

4- combinaison : $G \pm Q \pm 1.2 E$ poteaux.

5- combinaison : $G + Q$ poteaux et poutres.

2-Portique longitudinal :

1-combinaison : $1.35G$ (BAEL) : poteaux et poutres.

3- combinaison : $0.8 G \pm E$ poteaux et poutres.

3- combinaison : $G \pm 1.2 E$ poteaux et poutres.

1-Combinaison d'axe transversal :

Combinaison des poutres:

Combinaison : 1.35G + 1.5Q

Niveau	travée	M_w	M_e	T_w	T_e	$M_{t\ max}$
3	28-29	1.02	2.58	6.42	7.44	3.97
	29-30	2.26	1.67	3.54	2.99	0.41
	30-31	1.86	1.81	3.79	5.10	3.84
	31-32	1.59	0.53	3.19	1.78	0.10
	32-33	0.53	1.59	1.78	3.19	0.09
	33-34	1.81	1.86	5.10	3.79	2.00
	34-35	1.67	2.26	2.99	3.54	0.43
	35-36	2.58	1.02	7.44	6.42	0.27
2	19-20	1.17	1.97	4.86	5.42	2.50
	20-21	1.43	0.95	3.43	2.92	0.33
	21-22	1.07	0.93	5.07	4.94	2.79
	22-23	0.88	0.47	2.67	2.18	0.28
	23-24	0.47	0.88	2.18	2.67	0.24
	24-25	0.93	1.07	4.94	5.07	2.72
	25-26	0.95	1.43	2.92	3.43	0.34
	26-27	1.97	1.17	5.42	4.86	2.60
1	10-11	1.17	1.97	4.86	5.42	2.50
	11-12	1.43	0.95	3.43	2.92	0.33
	12-13	1.07	0.93	5.07	4.94	2.79
	13-14	0.88	0.47	2.67	2.18	0.28
	14-15	0.47	0.88	2.18	2.67	0.24
	15-16	0.93	1.07	4.94	5.07	2.72
	16-17	0.95	1.43	2.92	3.43	0.34
	17-18	1.97	1.17	5.42	4.86	2.60
RDC	1-2	1.17	1.97	4.86	5.42	2.50
	2-3	1.43	0.95	3.43	2.92	0.33
	3-4	1.07	0.93	5.07	4.94	2.79
	4-5	0.88	0.47	2.67	2.18	0.28
	5-6	0.47	0.88	2.18	2.67	0.24
	6-7	0.93	1.07	4.94	5.07	2.72
	7-8	0.95	1.43	2.92	3.43	0.34
	8-9	1.97	1.17	5.42	4.86	2.60

Tableau 56 : Combinaison des poutres : 1.35G + 1.5Q.

Combinaison : G + Q+ E

Niveau	Travée	M_w	M_e	T_w	T_e	$M_{t\ max}$
3	28-29	1.57	3.65	5.53	6.28	2.44
	29-30	3.00	2.59	4.02	3.61	-0.32
	30-31	2.07	2.17	4.28	4.25	2.76
	31-32	2.26	1.87	4.11	3.08	-0.26
	32-33	1.87	2.26	3.08	4.11	0.12
	33-34	2.17	2.07	4.25	4.28	1.53
	34-35	2.59	3.00	6.61	4.02	-0.31
	35-36	3.65	1.57	6.28	5.53	3.28
2	19-20	2.37	4.69	5.05	5.45	0.97
	20-21	3.54	3.26	4.71	4.78	-0.23
	21-22	2.11	2.27	4.56	4.17	1.90
	22-23	2.68	3.08	5.23	5.10	-0.55
	23-24	3.08	2.68	5.10	5.23	0.01
	24-25	2.27	2.11	4.17	4.56	2.05
	25-26	3.26	3.54	4.78	4.71	-0.24
	26-27	4.69	2.37	5.45	5.05	2.77
1	10-11	3.28	6.66	5.95	6.35	0.44
	11-12	5.02	4.79	6.75	6.37	-0.25
	12-13	2.92	3.22	5.24	5.15	1.83
	13-14	3.90	4.72	7.21	6.68	-0.76
	14-15	4.72	3.90	6.68	7.21	0.38
	15-16	3.22	2.92	5.15	5.24	2.18
	16-17	4.79	5.02	6.37	6.75	-0.25
	17-18	6.66	3.28	6.35	5.95	3.30
RDC	1-2	3.38	6.87	6.04	6.44	0.39
	2-3	5.19	4.96	6.93	6.55	-0.25
	3-4	3.00	3.32	5.30	5.21	1.82
	4-5	4.03	4.90	7.42	7.07	-0.78
	5-6	4.90	4.03	7.07	7.42	0.40
	6-7	3.32	3.00	5.21	5.3	2.19
	7-8	4.96	5.19	6.55	6.93	-0.24
	8-9	6.87	3.38	6.44	6.04	3.35

Tableau 57 : Combinaison des poutres : G + Q+ E

Combinaison des poteaux :

1.35 G +1.5Q

Niveau	Poteau	M_n	M_s	T	N
3	28-19	1.02	0.51	0.50	8.18
	29-20	0.34	0.20	0.18	8.18
	30-21	0.18	0.04	0.08	8.18
	31-22	0.21	0.06	0.08	8.18
	32-23	0	0	0	8.18
	33-24	0.21	0.06	0.08	8.18
	34-25	0.18	0.04	0.08	8.18
	35-26	0.34	0.20	0.18	8.18
	36-27	1.02	0.51	0.50	8.18
2	19-10	0.58	0.58	0.37	16.99
	20-11	0.22	0.22	0.15	16.99
	21-12	0.04	0.04	0.03	16.99
	22-13	0.07	0.07	0.06	16.99
	23-14	0	0	0	16.99
	24-15	0.07	0.07	0.06	16.99
	25-16	0.04	0.04	0.03	16.99
	26-17	0.22	0.22	0.15	16.99
	27-18	0.58	0.58	0.37	16.99
1	10-1	0.58	0.58	0.37	25.83
	11-2	0.22	0.22	0.15	25.83
	12-3	0.04	0.04	0.03	25.83
	13-4	0.07	0.07	0.06	25.83
	14-5	0	0	0	25.83
	15-6	0.07	0.07	0.06	25.83
	16-7	0.04	0.04	0.03	25.83
	17-8	0.22	0.22	0.15	25.83
	18-9	0.58	0.58	0.37	25.83
RDC	1-R1	0.58	-	0.37	34.65
	2-R2	0.22	-	0.15	34.65
	3-R3	0.04	-	0.03	34.65
	4-R4	0.07	-	0.06	34.65
	5-R5	0	-	0	34.65
	6-R6	0.07	-	0.06	34.65
	7-R7	0.04	-	0.03	34.65
	8-R8	0.22	-	0.15	34.65
	9-R9	0.58	-	0.37	34.65

Tableau 58 : Combinaison des poteaux : 1.35 G +1.5Q

Combinaison des poteaux :

G + Q + 1.2 E

Niveau	Poteau	M_n	M_s	T	N
3	28-19	2.85	2.30	1.58	5.03
	29-20	2.89	2.57	1.79	5.23
	30-21	2.76	2.45	1.71	7.08
	31-22	2.79	2.46	1.71	5.68
	32-23	2.63	2.42	1.66	5.99
	33-24	2.79	2.46	1.71	7.50
	34-25	2.76	2.45	1.71	4.90
	35-26	2.89	2.57	1.79	6.75
	36-27	2.85	2.30	1.58	6.95
2	19-10	2.39	2.69	1.65	9.67
	20-11	2.64	2.99	1.85	10.25
	21-12	2.51	2.87	1.76	15.54
	22-13	2.53	2.89	1.78	8.12
	23-14	2.48	2.83	1.74	12.92
	24-15	2.53	2.89	1.78	16.72
	25-16	2.51	2.87	1.76	9.3
	26-17	2.64	2.99	1.85	14.59
	27-18	2.39	2.69	1.65	15.17
1	10-1	4.42	3.70	2.65	13.23
	11-2	5.16	4.26	3.09	14.43
	12-3	5.03	4.14	3.00	25.20
	13-4	5.05	4.16	3.02	10.10
	14-5	5.00	4.10	2.98	18.85
	15-6	5.05	4.16	3.02	27.60
	16-7	5.03	4.14	3.00	12.50
	17-8	5.16	4.20	3.09	23.27
	18-9	4.42	3.70	2.65	24.47
RDC	1-R1	3.65	4.85	2.91	16.69
	2-R2	4.22	6.08	3.42	18.51
	3-R3	4.09	6.08	3.33	35.00
	4-R4	4.11	6.08	3.35	11.90
	5-R5	4.06	6.08	3.31	25.28
	6-R6	4.11	6.08	3.35	38.66
	7-R7	4.09	6.08	3.33	15.56
	8-R8	4.22	6.08	3.42	32.05
	9-R9	3.65	4.85	2.91	33.87

Tableau 59 : Combinaison des poteaux :G + Q + 1.2 E

Combinaison : G + Q

Niveau	Poteau	M_n	M_s	T	N
3	28-19	0.75	0.37	0.37	5.99
	29-20	0.25	0.15	0.13	5.99
	30-21	0.13	0.03	0.06	5.99
	31-22	0.15	0.04	0.06	5.99
	32-23	0	0	0	5.99
	33-24	0.15	0.04	0.06	5.99
	34-25	0.13	0.03	0.06	5.99
	35-26	0.25	0.15	0.13	5.99
	36-27	0.75	0.37	0.37	5.99
2	19-10	0.42	0.42	0.27	12.42
	20-11	0.16	0.16	0.11	12.42
	21-12	0.03	0.03	0.02	12.42
	22-13	0.05	0.05	0.04	12.42
	23-14	0	0	0	12.42
	24-15	0.05	0.05	0.04	12.42
	25-16	0.03	0.03	0.02	12.42
	26-17	0.16	0.16	0.11	12.42
	27-18	0.42	0.42	0.27	12.42
1	10-1	0.42	0.42	0.27	18.85
	11-2	0.16	0.16	0.11	18.85
	12-3	0.03	0.03	0.02	18.85
	13-4	0.05	0.05	0.04	18.85
	14-5	0	0	0	18.85
	15-6	0.05	0.05	0.04	18.85
	16-7	0.03	0.03	0.02	18.85
	17-8	0.16	0.16	0.11	18.85
	18-9	0.42	0.42	0.27	18.85
RDC	1-R1	0.42	0.42	0.27	25.28
	2-R2	0.16	0.16	0.11	25.28
	3-R3	0.03	0.03	0.02	25.28
	4-R4	0.05	0.05	0.04	25.28
	5-R5	0	0	0	25.28
	6-R6	0.05	0.05	0.04	25.28
	7-R7	0.03	0.03	0.02	25.28
	8-R8	0.16	0.16	0.11	25.28
	9-R9	0.42	0.42	0.27	25.28

Tableau 60 : Combinaison des poteaux : G + Q

2-Combinaison d'axe longitudinal

Combinaison des Poutres :

G + 1.2 E

Niveau	travée	M_w	M_e	T_w	T_e	$M_{t\ max}$
3	13-14	2.02	3.52	2.93	3.32	0.2
	14-15	2.42	2.42	2.74	2.74	0.65
	15-16	3.52	2.02	3.32	2.93	1.10
2	9-10	4.16	6.48	4.42	4.65	-0.54
	10-11	4.07	4.07	3.39	3.39	0.47
	11-12	6.48	4.16	4.65	4.42	1.43
1	5-6	5.68	8.77	5.70	5.99	-0.92
	6-7	5.40	5.40	4.19	4.19	0.47
	7-8	8.77	5.68	5.99	5.70	1.81
RDC	1-2	4.81	9.15	5.55	5.78	-1.5
	2-3	4.71	4.71	3.73	3.73	0.47
	3-4	9.15	4.81	5.78	5.55	2.42

Tableau 61 : Combinaison des Poutres :G + 1.2 E

Combinaison : 1.35 G

Niveau	travée	M_w	M_e	T_w	T_e	$M_{t\ max}$
3	13-14	0.27	1.04	1.84	2.36	0.89
	14-15	1.09	1.09	2.39	2.39	0.89
	15-16	1.04	0.27	2.36	1.84	0.89
2	9-10	0.28	0.74	1.36	1.36	0.61
	10-11	0.80	0.80	1.73	1.73	0.63
	11-12	0.74	0.28	1.67	1.67	0.59
1	5-6	0.28	0.74	1.36	1.36	0.61
	6-7	0.80	0.80	1.73	1.73	0.63
	7-8	0.74	0.28	1.67	1.67	0.59
RDC	1-2	0.28	0.74	1.36	1.36	0.61
	2-3	0.80	0.80	1.73	1.73	0.63
	3-4	0.74	0.28	1.67	1.67	0.59

Tableau 62 : Combinaison des Poutres : 1.35 G

Combinaison : 0.8 G + E

Niveau	travée	M_w	M_e	T_w	T_e	$M_{t\ max}$
3	13-14	1.68	2.91	2.40	2.71	0.14
	14-15	1.99	1.99	2.23	2.23	0.52
	15-16	2.91	2.91	2.71	2.40	0.91
2	9-10	3.46	5.38	3.65	3.83	-0.47
	10-11	3.37	3.37	2.78	2.78	0.38
	11-12	5.38	3.46	3.83	3.65	1.18
1	5-6	4.73	7.29	4.74	4.92	-0.79
	6-7	4.48	4.48	3.45	3.45	0.38
	7-8	7.29	4.73	4.92	4.74	1.50
RDC	1-2	4.00	7.56	4.59	4.77	-1.29
	2-3	3.84	3.84	3.06	3.06	0.38
	3-4	7.56	4.00	4.77	4.59	1.99

Tableau 63 : Combinaison des Poutres : 0.8 G + E

Combinaisons des poteaux :

Combinaisons : G + 1.2 E

Niveau	Poteau	M_n	M_s	T	N
3	13-9	2.77	1.49	1.39	4.43
	14-10	3.44	1.85	1.73	6.60
	15-11	3.44	1.85	1.73	5.4
	16-12	2.77	1.49	1.39	7.57
2	9-5	4.47	2.98	4.43	6.95
	10-6	5.59	3.73	3.04	13.83
	11-7	5.59	3.73	3.04	10.03
	12-8	4.47	2.98	4.43	16.97
1	5-1	5.28	4.32	3.20	8.16
	6-2	6.60	3.34	3.62	20.84
	7-3	6.60	3.34	3.62	14.88
	8-4	5.28	4.32	3.20	27.56
RDC	1-R1	4.27	6.37	3.47	9.56
	2-R2	5.31	7.96	4.33	28.85
	3-R3	5.31	7.96	4.33	18.73
	4-R4	4.27	6.37	3.47	38.02

Tableau 64 : Combinaisons des poteaux : G + 1.2 E

Combinaisons : 1.35 G

Niveau	Poteau	M_n	M_s	T	N
3	13-9	0.27	0.14	0.14	8.10
	14-10	0.05	0.03	0.03	8.10
	15-11	0.05	0.03	0.03	8.10
	16-12	0.27	0.14	0.14	8.10
2	9-5	0.15	0.15	0.09	16.11
	10-6	0.03	0.03	0.01	16.11
	11-7	0.03	0.03	0.01	16.11
	12-8	0.15	0.15	0.09	16.11
1	5-1	0.15	0.15	0.09	24.11
	6-2	0.03	0.03	0.01	24.11
	7-3	0.03	0.03	0.01	24.11
	8-4	0.15	0.15	0.09	24.11
RDC	1-R1	0.15	0.15	0.09	32.11
	2-R2	0.03	0.03	0.01	32.11
	3-R3	0.03	0.03	0.01	32.11
	4-R4	0.15	0.15	0.09	32.11

Tableau 65 : Combinaisons des poteaux 1.35 G

Combinaisons : 0.8 G + E

Niveau	Poteau	M_n	M_s	T
3	13-9	2.45	1.31	1.23
	14-10	2.89	1.56	1.46
	15-11	2.89	1.56	1.46
	16-12	2.45	1.31	1.23
2	9-5	3.80	2.56	2.08
	10-6	4.67	3.12	2.54
	11-7	4.67	3.12	2.54
	12-8	3.80	2.56	2.08
1	5-1	4.47	3.67	2.72
	6-2	5.49	2.80	3.03
	7-3	5.49	2.80	3.03
	8-4	4.47	3.67	2.72
RDC	1-R1	3.63	5.31	2.89
	2-R2	4.44	6.63	3.61
	3-R3	4.44	6.63	3.61
	4-R4	3.63	5.31	2.89

Tableau 66 : Combinaisons des poteaux 0.8 G + E

Ferrailage des poteaux :

1/ Définition de la sollicitation des poteaux :

Une section « S » d'une pièce est soumise à la flexion composée si elle sollicité par :

-Un effort normal perpendiculaire à la section à droite compression et à gauche traction.

-Un couple de moment M_0 (moment de flexion).

-un effort tranchant porté à l'axe de symétrie de la section.

Le système constitue par M_0 et N pourrait être remplacé par une force unique N appliquée au centre de pression « C » distance de O d'une quantité :

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

2/ Section partiellement comprimée :

N : effort normal étant un effort de traction.

C : le centre de pression se d'armatures (N : traction + C l'extérieure de A' et A).

N : effort normal étant un effort de compression.

Le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section avec :

- Les armatures inférieures tendues si :

$$N_u(d - c') - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

- Les armatures inférieures comprimées si :

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bu} \leq N_u(d - c') - M_{uA}$$

N : effort de pression.

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante est vérifier :

$$N_u(d - c) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) - M_{uA}$$

3-Calcul de la section d'armature :

Le calcul d'une section partiellement comprimée flexion composée peut être assimilé au calcul d'une section en flexion simple, en remplaçant dans toutes les équations déjà établies pour la flexion simple M_u par M_{uA} égale un moment de l'effort normal par rapport au centre de gravité des armatures.

***Armatures symétrique :**

Le sens de moment étant susceptible de charge, le poteau sera armé symétriquement (puisque M_{uA} peut changer de sens tout en gardant la même valeur) et l'article le « B.6.6 » des « BAEL » impose que la part du moment fléchissant équilibré par les armatures comprimées soit inférieure à 40% du moment total.

***Les sollicitations :**

Les combinaisons d'action à considérées dans les règles par sismique algérien dans le cas où les poteaux sont soumis aux charges dues à la pesanteur (G ,Q) et au séisme (E) donc deux combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm 1.2 E$

Dans le cas de calcul de ferrailage en prend :

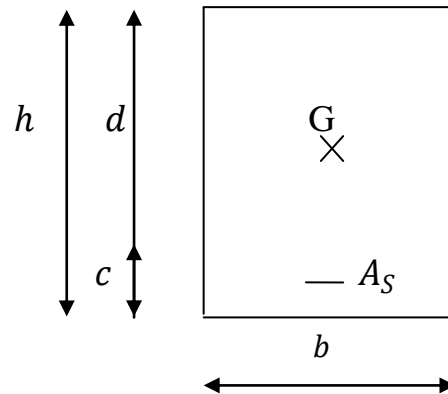
***Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

-dans le cas d'une section (rectangulaire) soumise à un effort normal de compression (N) et un moment fléchissant M_{uG} .

-On doit calculer le moment fléchissant (M_{uA}) au niveau de l'armature inférieure soit :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right).$$



4-Armature longitudinale

A/ Sens transversale:

A-1/ Niveau RDC :

$$b=30 \quad h=30 \quad d=28 \quad C = C' = 2\text{cm}$$

$$N_u = 38.66 \text{ t} \quad M_u = 6.08 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.08}{38.66} = 0.16 \text{ m}$$

-Calculi M_{uA} :

$$M_{uA} = N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_u$$

$$M_{uA} = 38.66 \times \left(0.28 - \frac{0.3}{2} \right) + 6.08 = 11.11 \text{ t.m}$$

Donc

$$N_u \times (d - c') - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$38.66 \times (0.28 - 0.02) - 11.11 \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.02}{0.3} \right) \times 0.3 \times 0.3^2 \times 14.2$$

-1.05 < 10.58 section partiellement comprimée

Assimilation à la flexion simple :

$$U_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.11}{30 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.33$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.52$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.79$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.11 \times 10^4}{0.79 \times 0.28 \times 435} = 11.56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 11.56 - \frac{38.66 \times 10^2}{435} = 2.67 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA12 => 9.05 cm²

A-2/ Niveau 1^{ere}, 2^{eme} et 3^{eme} étage :

$$b=30 \quad h=30 \quad d=28 \quad C = C' = 2\text{cm}$$

Cas 1 :

$$M_{max} = 5.16 \text{ t.m} \quad N_{corres} = 23.27 \text{ t}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.16}{23.27} = 0.22 \text{ m}$$

-Calcul M_{uA} :

$$M_{uA} = N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_u$$

$$M_{uA} = 23.27 \times \left(0.28 - \frac{0.3}{2} \right) + 5.16 = 8.19 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } N_u \times (d - c') - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$23.27 \times (0.28 - 0.02) - 8.19 \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.02}{0.3}\right) \times 0.3 \times 0.3^2 \times 14.2$$

-2.14 < 10.58 section partiellement comprimée

Assimilation à la flexion simple :

$$U_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.19}{30 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.245$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.357$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.86$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.19 \times 10^4}{0.79 \times 0.28 \times 435} = 7.82 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 7.82 - \frac{23.27 \times 10^2}{435} = 2.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA12 => 9.05 cm²

Cas 2 :

$$N_{max} = 27.60 \text{ t}$$

$$M_{corres} = 5.05 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.05}{27.60} = 0.18 \text{ m}$$

Calcul M_{uA} :

$$M_{uA} = N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_u$$

$$M_{uA} = 27.60 \times \left(0.28 - \frac{0.3}{2}\right) + 5.05 = 8.64 \text{ t.m}$$

Donc :

$$N_u \times (d - c') - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$27.60 \times (0.28 - 0.02) - 8.64 \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.02}{0.3}\right) \times 0.3 \times 0.3^2 \times 14.2$$

-1.46 < 10.58 section partiellement comprimée

Assimilation à la flexion simple :

$$U_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.64}{30 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.258$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.38$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.85$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.64 \times 10^4}{0.85 \times 0.28 \times 435} = 8.34 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 8.34 - \frac{27.60 \times 10^2}{435} = 1.99 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA12 => 9.05 cm²

B/ Sens longitudinal :

b=30 h= 30 d=28 C = C' = 2cm

Cas 1 :

$$N_{max} = 28.85 \text{ t}$$

$$M_{corres} = 7.96 \text{ t.m}$$

Niveau	N(t)	M(t.m)	e(m)	M _{uA}	U _{bu}	α	β	Acalculée	Aadopter
RDC	28.85	7.96	0.28	11.71	0.35	0.57	0.77	5.85	8HA12
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	27.56	5.28	0.19	8.86	0.27	0.40	0.84	2.33	8HA12

Cas2 :

$$M_{max} = 6.37 \text{ t.m}$$

$$N_{corres} = 38.02 \text{ t}$$

Niveau	$N(t)$	$M(t.m)$	$e(m)$	M_{uA}	U_{bu}	α	β	Acalculée	Aadopter
RDC	38.85	6.37	0.17	11.31	0.34	0.54	0.78	3.17	8HA12
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	27.56	5.28	0.19	8.86	0.27	0.40	0.84	2.33	8HA12

5-Vérification du flambement :

$$\text{On a : } l_f = 0.7l_0, \quad i = \sqrt{\frac{hb^3}{12 \times b \times h}}, \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0.7 \times 306}{\sqrt{\frac{30 \times 30^3}{12 \times 30 \times 30}}} = 24.73 < 50$$

Il n'y a pas de risque de flambement.

6-Ferrailage d'après le « RPA 2003 » :

Armature longitudinale minimales :

$$A_{min} \geq \frac{0.8}{100} b \cdot h \Rightarrow A_{min} \geq \frac{0.8}{100} \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$8HA 12 = 9.05 > 7.2 \text{ cm}^2$$

Armature longitudinale maximales : (zone courante) :

$$A_{max} < \frac{4}{100} \times b \times h \Rightarrow A_{max} < \frac{4}{100} \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

$$8HA12 = 9.05 < 36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifier.}$$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} < \frac{6}{100} \times b \times h \Rightarrow A_{max} < \frac{6}{100} \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

$$8\text{HA } 12 = 9.05 < 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifier.}$$

Longueur de recouvrement :

D'après le « RPA 2003 » la longueur minimale de recouvrement est :

$$l_r = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

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

7-Armatures transversale :

L'effort tranchant est obtenu selon la combinaison :

$$G + Q + 1.2 E$$

$$T_{max} = 3.42 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{3.42 \times 10^3}{30 \times 28} = 0.407 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\min(3.33, 5 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{vérifier}$$

Donc la section d'armature transversale donnée le BAEL 91 est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \text{ On adopte } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

8-Espacement d'armatures transversales :

D'après le « BAEL 91 » :

$$S_t = \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(25.2, 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.13 \times 500}{0.4 \times 30} = 47.08 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 20 \text{ cm}$.

D'après le « RPA 2003 » :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq (10\phi_l, 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage final des poteaux et des poutres :

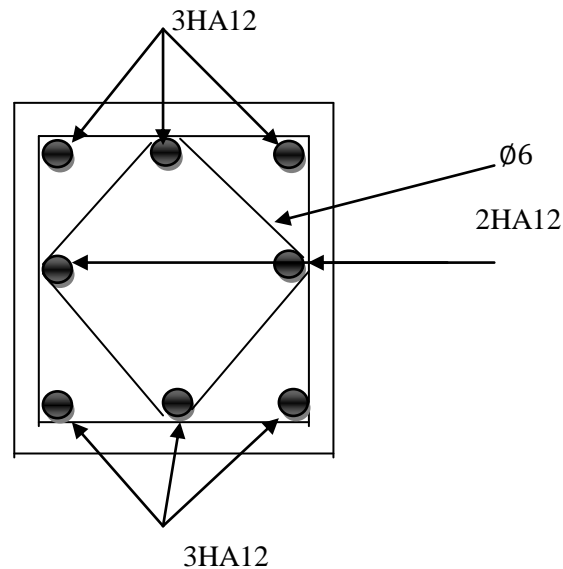


Figure 39: schéma de ferrailage des poteaux (RDC et 1^{er} et 2^{ème} et 3^{ème} étage)

Ferrailage des poutres :

1/ Introduction :

La détermination du ferrailage nécessaire à mettre dans les éléments structuraux s'effectue sous combinaison la plus défavorable qui donne la sollicitation maximale pouvant s'appliquer à l'élément considéré.

2/ Rappel des caractéristiques des matériaux :

-Acier :

On utilise l'acier à haute adhérence de nuance FeE500.

$\gamma_s = 1$ Dans le cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ Dans tous les autres cas (pratiquement, dans ce qui suit, nous aurons toujours $\gamma_s = 1.15$).

$f_e = 500 \text{ Mpa}$

$\mu_p = 0.372$

-béton :

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$f_{t28} = 2.10 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.50$ pour les autres cas .

D'après les « RPA » la combinaison des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales sont suivantes :

3-calcul des d'armatures longitudinal :

a/ Sens longitudinal :

$$M_{\text{tmaxRDC}} = 1.81 \text{ t.m} \quad M_{\text{tmax étage}} = 2.42 \text{ t.m}$$

***Sous la combinaison : G + Q + E :**

$$b=30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 38 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{\text{max}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u$$

Calcul $A_{\text{calculée}}$:

$$A_{\text{calculée}} = \frac{M_{\text{max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = 434.78$$

En travée:

Niveau	M_{max}	U_{bu}	α	β	$A_{\text{calculée}}$	$A_{\text{adoptée}}$
Etage	2.42	0.039	0.0497	0.98	1.5	3HA12
RDC	1.81	0.029	0.0368	0.99	1.11	3HA12

Sur appui:

Niveau	M_{max}	U_{bu}	α	β	$A_{\text{calculée}}$	$A_{\text{adoptée}}$
Etage	8.77	0.14	0.1893	0.924	5.75	6HA12
RDC	9.15	0.149	0.2027	0.919	6.03	6HA12

• **CNF:**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{500} = 1.1 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Ona : pour « RPA 2003 » :

$$\frac{0.50}{100} \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12+3HA12 = 10.18 > 6 cm²

b/ Sens transversale :

En appui :

Niveau	M_{max}	U_{bu}	α	β	$A_{calcul\ée}$	$A_{adopt\ée}$
Etage	6.66	0.108	0.143	0.943	4.28	3HA14
RDC	6.87	0.112	0.149	0.94	4.42	3HA14

En travée :

Niveau	M_{max}	U_{bu}	α	β	$A_{calcul\ée}$	$A_{adopt\ée}$
Etage	3.30	0.0536	0.069	0.972	2.05	3HA12
RDC	3.35	0.0545	0.0701	0.972	2.09	3HA12

• **CNF:**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{500} = 1.1 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Ona : pour « RPA 2003 » :

$$\frac{0.50}{100} \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3\text{HA}14+3\text{HA}12 = 8.01 > 6 \text{ cm}^2$

4/ Calcul des armatures transversales :

a/ Sens transversale :

D'après le « BAEL » : $T_{max} = 5.99 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{5.99 \times 10^4}{300 \times 280} = 0.53 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\min(3.33, 5 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.53 < 3.33 \Rightarrow \text{vérifier}$$

Donc : les armatures transversales sont des armatures droite ($\alpha = \frac{\pi}{2} = 45^\circ$)

*** Diamètre minimale des armatures d'amés :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{limite}\right) = \min\left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 16\right) = 11.4 \text{ mm}$$

$\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ Soit : 2 cadre en $\phi 6$.

***l'espacement :**

$$S_t = \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 34.2 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{A_t f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.13 \times 500}{0.4 \times 30} = 47.08 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 20 \text{ cm}$.

D'après le « RPA 2003 » :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.13 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En dehors Zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

b/ Sens longitudinale :

D'après le « BAEL » : $T_{max} = 5.99 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{7.44 \times 10^4}{300 \times 280} = 0.65 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\min(3.33, 5 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.65 < 3.33 \Rightarrow \text{vérifier}$$

Donc : les armatures transversales sont des armatures droite ($\alpha = \frac{\pi}{2} = 45^\circ$)

***Diamètre minimale des armatures d'amés :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{limite}\right) = \min\left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 16\right) = 11.4 \text{ mm}$$

$\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ Soit : 2 cadre en $\phi 6$.

***l'espacement :**

$$S_t = \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 34.2 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.13 \times 500}{0.4 \times 30} = 47.08 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 20 \text{ cm}$.

D'après le « RPA 2003 » :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.13 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En dehors Zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage des poutres final :

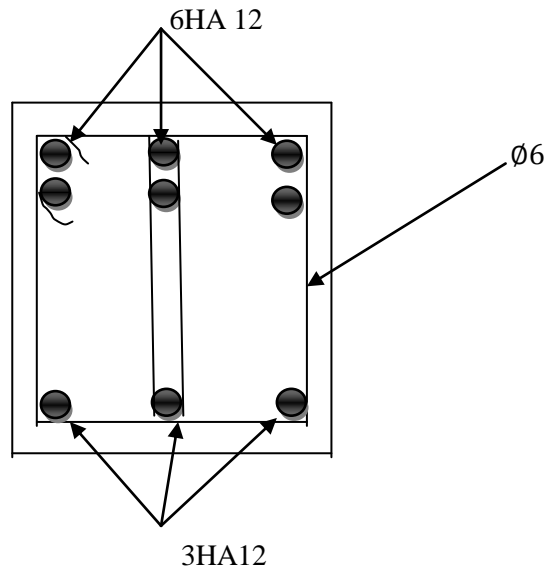


Figure 40: schéma de ferrailage des poutres sens transversaux.

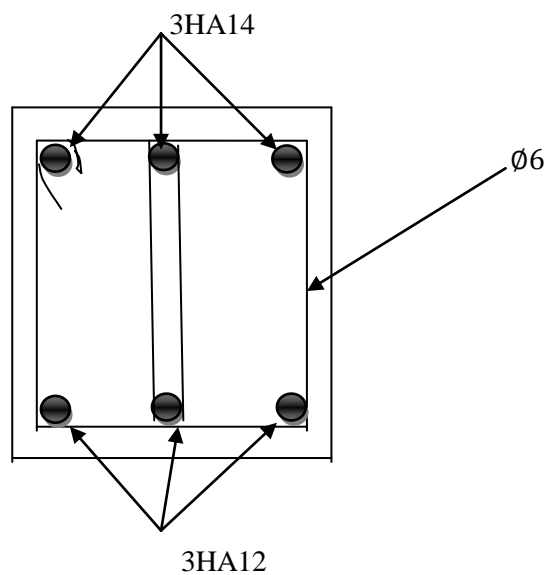


Figure 41: schéma de ferrailage des poutres sens longitudinaux.

Fondation :

1-Définition :

La fondation est la partie de l'ouvrage, qui transmet au sol les charges de la superstructure.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharge supportée par la structure.
- transmettent ces charges au sol dans bonnes condition de façons à assurer la stabilité de l'ouvrage.

1-1-Type de fondation :

On a :

- 1- $\frac{D}{B} < 4$: fondation superficielles (semelles filante, isolées ou radier général).
- 2- $4 < c < 10$: fondations semi-profondes (puits).
- 3- $\frac{D}{B} > 10$: fondation profondes (pieux).

Avec : D : encastrement dans le sol.

B : largeur de la semelle.

1-2-hauteur d'ancrage :

Afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage les RPA, préconise d'encastrent toute immeuble de hauteur H

Il ya lieu de signaler qu'indépendamment de cette relation la valeur « D » ne doit pas être inférieur à 60 cm en général.

Les donnees de base (espacement et disposition des poteaux importance des charges a transmettre, nature et taux de travail du sol d'assise), que la solution optimale consisterait a réaliser des semelles isolées et des semelles jumelles.

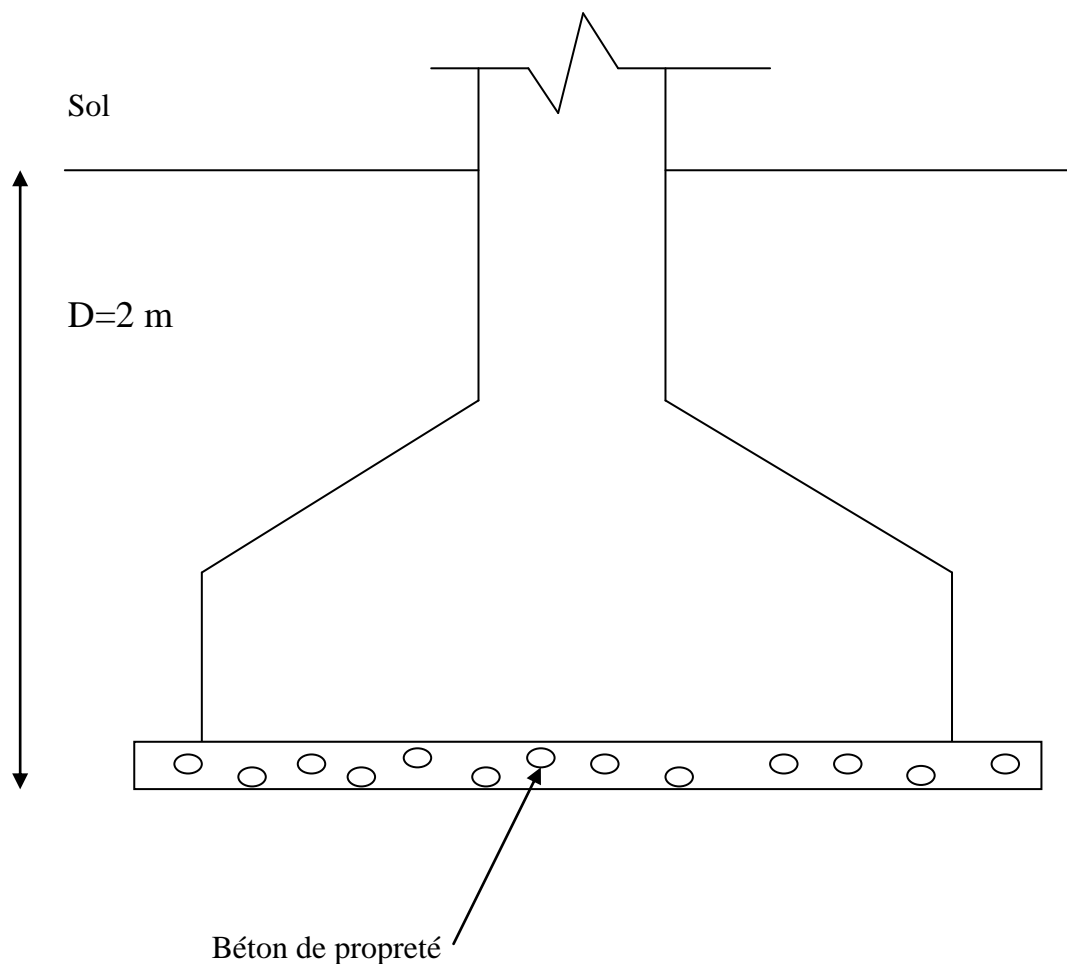
1-3-conception des semelles :

Les semelles repose sur une couche de béton de propreté dont le rôle est de protéger la fondation.

Le béton de propreté dont l'épaisseur doit être aux moins de $5\text{cm}(5 \div 10)\text{cm}$. Sera réalisé avec un béton maigre de $150 \text{ à } 200 \text{ kg/m}^3$ de ciment.

Voir le figure : exemple de semelle isolée

La figure :



1-4-Méthode de bielles :

Cette méthode suppose que les armatures jouent le rôle de tirant, équilibrant les composantes horizontales des efforts de compression dans les bielles de béton inclinées qui transmettent l'effort du mur au sol de fondation.

Cette méthode est actuellement la plus utilisée et s'applique pour les semelles rigides.

2-Calcul des semelles :

Le calcul sera en flexion composée.

Nous avons utilisé deux types de semelle :

- Semelle isolée.
- Semelle jumelée.

2-1-Calcul des semelles isolées :

*Semelle d'angle poteau d'axe 4 -A :

$$N_u = 38.66 \text{ t}; \quad M_u = 6.08 \text{ t.m}; \quad N_{ser} = 25.8 \text{ t}$$

$$\text{On a: } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow \frac{0.30}{0.30} = 1 = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B$$

Donc:

$$A \times B \times \overline{\sigma}_{sol} > N_{ser}$$

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{25.28}{0.2} = 1.26 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 1.26 \text{ m}^2 \Rightarrow B^2 \geq 1.26$$

$$B \geq 1.12 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.80 \text{ m}$

$$A = 1.80 \text{ m}$$

On applique la méthode des bielles on trouve :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.08}{38.66} = 0.157 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.3 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.157 < \frac{B}{6} = 0.3$$

Donc : le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal

$$\sigma_M = \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) = \frac{386.6}{(1.8)^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.157}{1.8} \right)$$

$$c = 0.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A.B} \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right) = \frac{386.6}{(1.8)^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.157}{1.8} \right)$$

$$\sigma_m = 0.06 \text{ Mpa}$$

On admet que l'on doit avec : $\bar{\sigma} \leq \sigma_{sol}$ avec

$$\bar{\sigma} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma} = 0.15 \text{ Mpa} < \sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

*Calcul des armatures :

$$e_0 = 0.157 \text{ m} > \frac{b}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.157 \text{ m} > \frac{B}{24} = 0.08 \text{ m}$$

On doit calcul les armatures pour équilibrer le moment M_1 :

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6} \right)$$

Avec :

$$\sigma_1 = 1 + \frac{4.2 \times e_0 \times b}{B^2} = \frac{0.386}{1.8^2} \left(1 + \frac{4.02 \times 0.157 \times 0.3}{1.8^2} \right) = 0.13 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } M_1 = 1.80 \left(\frac{1.8}{2} - 0.35 \times 0.30 \right)^2 \left(\frac{0.13 + 2 \times 0.18}{6} \right) = 0.093 \text{ MN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_1}{f_{bu} \cdot \beta \cdot d a^2} \quad \text{Avec: } da \geq \frac{A-a}{4} = 0.38m$$

$$\mu_b = \frac{0.093}{18.5 \times 1.8 \times (0.3)^2} = 0.019$$

$$\mu_b = 0.019 < 0.358 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.24$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.99$$

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \cdot d_b \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.093}{0.99 \times 0.38 \times 435} = 4.94 \text{ cm}^2$$

On adopte 9HA10 = 7.07 cm²

-Longueur des barres :

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

$$l_s = 14 \times \frac{500}{4 \times 2.83} = 61.84 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} = 22.5 \text{ cm} < l_s = 61.84 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = 45 \text{ cm} < l_s = 61.84 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu' aux extrémité de la semelles et comportées des ancrage courbes.

NB : on doit admettre le même ferrailage dans le sens A

Car $a = b = 0.30 \text{ m}$

$$A=B=1.8 \text{ m}$$

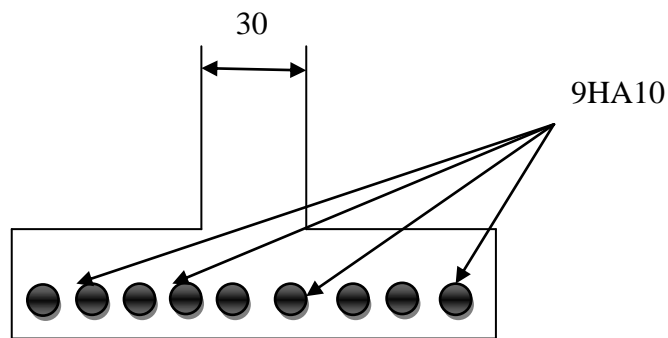
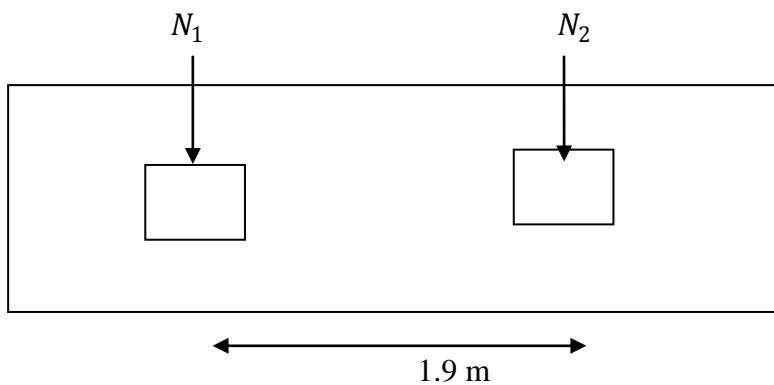


Figure 42: schéma ferrailage de semelle isolée

2-2-Calcul des Semelle jumelée.

- **Sous deux poteaux :**



$$N_{1,2} = 25.28 \times 2 = 50.56 \text{ t} \quad x = 0.95 \text{ m}$$

$$B \geq 2 \times \left(x + \frac{1}{2} \times 30 + 10 \right) = 2 \times (95 + 15 + 10) = 280 \text{ cm}$$

$$B = 280 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times B}$$

$$A \geq \frac{50.56 \times 10^{-1}}{2 \times 2.8} = 0.9 \text{ m}$$

$$A = 1.2 \text{ m}$$

$$S = 1.2 \times 2.8 = 3.36 \text{ m}^2$$

***Vérification la contrainte de sol :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{total}}{S} \pm \frac{M}{I} \times y$$

$$M = 25.28 \times 0.95 - 25.28 \times 0.95 = 0$$

$$N_{total} = \sum N_i + (A \times B) \times \gamma_{moyen}$$

$$N_{total} = 50.56 + (3.36 \times 2) \times \gamma_{moyen}$$

$$\gamma_{moyen} = \frac{2.5+1.8}{2} = 2.15 \text{ t/m}^2$$

$$N_{total} = 50.56 + (3.36 \times 2) \times 2.15 = 65.01 \text{ t}$$

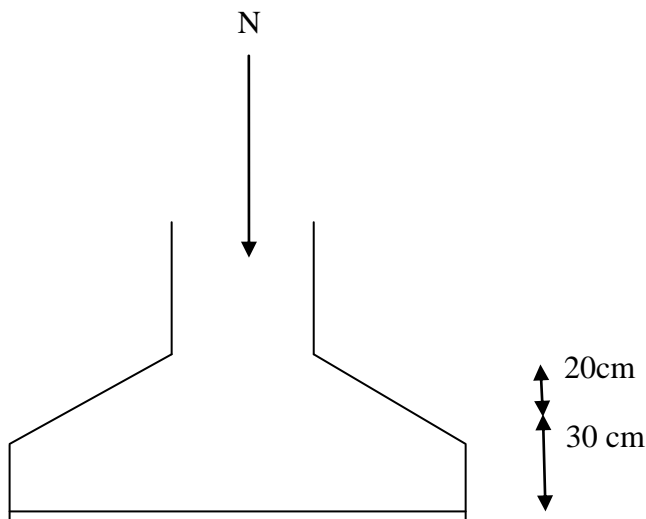
$$\frac{N_{total}}{S} = \frac{65.01}{3.36 \times 10} = 1.93 < 2 \text{ bare}$$

***Calcul de la hauteur :**

$$H \geq \frac{A-a}{4} = \frac{120-30}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

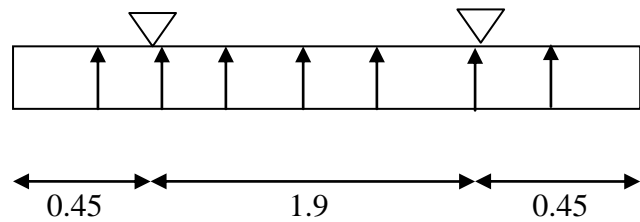
On prend : H = 50 cm

$$h = \left(\frac{H}{2} ; \frac{H}{3} \right) = \left(\frac{50}{2} ; \frac{50}{3} \right) \text{ On prend : } h=20 \text{ cm}$$



***Évaluation de la sollicitation :**

$$q = \frac{50.56}{B} = \frac{50.56}{2.8} = 18.06 \text{ t/ml}$$



***Calcul des moments et l'effort tranchant :**

$$0 \leq x \leq 0.45$$

$$T(x) = q \times x$$

\nearrow $x=0 \quad T(0) = 0$
 \searrow $x=0.45 \quad T(0.45) = 18.96 \text{ t}$

$$M(x) = \frac{qx^2}{2} \quad x = 0.45 \quad M(0.45) = 1.84 \text{ t.ml}$$

$$0.45 \leq x \leq 2.35$$

$$T(x) = qx - N_1 \quad x = \frac{N_1}{q} = 1.4$$

$$M(x) = \frac{qx^2}{2} - N_1(x - 0.45) = 17.7 - 24.01 = -6.31$$

$$T(0.45) = 18.06 \times 0.45 - 25.28 = -17.15$$

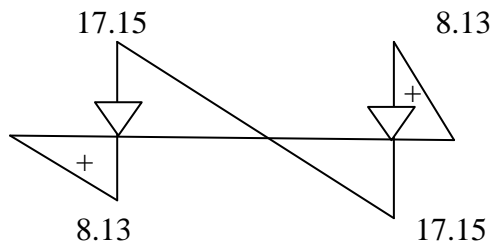


Figure 43: Diagramme de l'effort tranchant

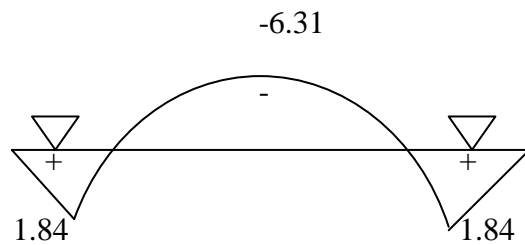


Figure 44: Diagramme des moments

***Calcul du ferrailage :**

Sens transversal :

$$A = \frac{N(A-a)}{8(H-C)\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{50.56 \times (1200 - 400) \times 10^4}{8 \times 450 \times 435} = 258.29 \text{ mm}^2$$

$$A = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopt: } 7\text{HA}10 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.98$$

Calcul A_1 :

$$A_1 = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.64 \times 10^4}{0.98 \times 31 \times 435} = 1.39 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3HA12 = 3.39 cm²

On travée : M = 6.31 t.m

$$\mu_b = \frac{M_1}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.31 \times 10^4}{14.2 \times 40 \times (31)^2} = 0.115$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.94$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.31 \times 10^4}{0.94 \times 31 \times 435} = 4.98 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5HA12 = 5.65 cm²

***Calcul des armatures transversales:**

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{cj} ; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$T_{max} = 17.15 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{17.15 \times 10^4}{310 \times 400} = 1.38 \text{ Mpa} < 2.5 \Rightarrow \text{vérifie}$$

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : Ø6

***D'après le RPA 2003 :**

$$S = \min \left(\frac{H}{4} , 12\phi \right) = \left(\frac{31}{4} , 12 \times 6 \right) = 7.2 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{H}{2} \Rightarrow \frac{31}{2} = 15.5$$

Donc : 7.2 ≤ S ≤ 15.5

On adopte : S = 15 cm

Le mode d'encrage des barres :

On a :

$$\frac{3.1}{8} \leq l_s \leq \frac{3.1}{4}$$

$$0.39 \leq l_s \leq 0.78$$

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = 12 \times \frac{500}{4 \times 2.84} = 0.53 \text{ m}$$

Donc:

$$0.39 \leq 0.53 \leq 0.78 \Rightarrow \textit{verifie}$$

Tout les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter de crochets.

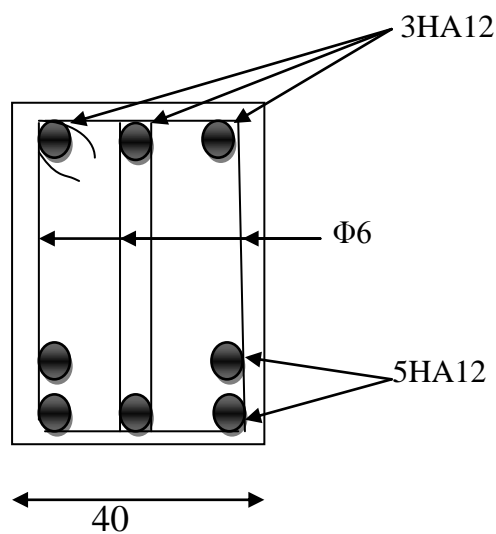
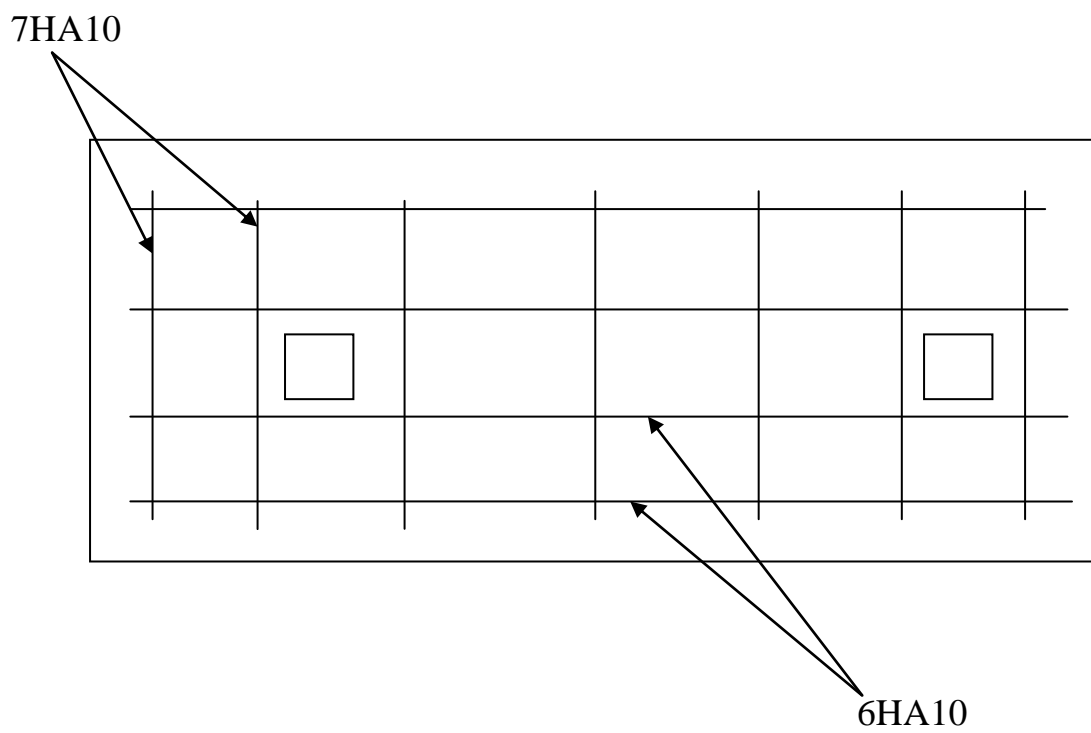


Figure 45 : schéma de ferrailage de semelle filante



• **Sous trois poteaux :**

$$N_1 = N_2 = N_3 = 25.28 \text{ t}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\text{On a : } N_{1,2,3} = 25.28 \times 3 = 75.84 \text{ t}$$

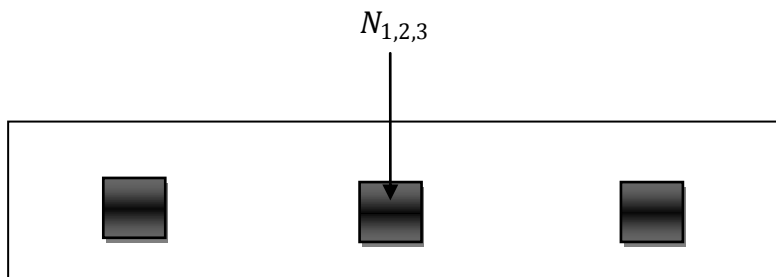
On se pose $A = 1.2 \text{ m}$

$$\frac{\sum N_i}{A \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$B \geq \frac{75.84}{0.2 \times 120} = 3.16 \text{ m}$$

$$B = 450 \text{ cm} \text{ donc : } L = 80 \text{ cm ; } \quad L' = 80 \text{ cm}$$

La géométrie que il ya symétrique donc :



***Vérification la contrainte de sol :**

$$N_{1,2,3} = 75.84 \text{ t} \quad , \quad \gamma_{moyen} = 2.15$$

$$N_{total} = N + (4.2 \times 2 \times 2.15) = 75.84 + (4.2 \times 2 \times 2.15) = 99.06 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2,3} = \frac{N_{total}}{4.5 \times 1.2 \times 10} = \frac{99.06}{4.5 \times 1.2 \times 10} = 1.84 \leq 2 \text{ bars}$$

***Calcul de la hauteur :**

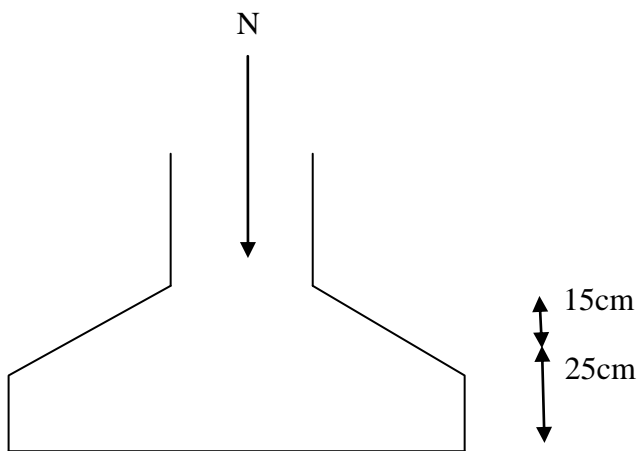
$$H \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow H \geq \frac{120-30}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte :

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$h = \left(\frac{H}{2}, \frac{H}{3} \right) = (20, 13.33) \text{ cm.}$$

On adopte : $h = 15$



***Evaluation de la sollicitation :**

$$q = \frac{75.84}{4.5} = 16.85 \text{ t/ml}$$

$$0 \leq x \leq 0.80$$

$$T(x) = q \times x \Rightarrow T(0.8) = 16.85 \times 0.8 = 13.48 \text{ t}$$

$$M(x) = \frac{qx^2}{2} = \frac{16.85 \times (0.8)^2}{2} = 5.39 \text{ t.ml}$$

$$0.8 \leq x \leq 2.25$$

$$T(x) = q \times x - N_1 \Rightarrow x = 0.8 \quad T(0.8) = 16.85 \times 0.8 - 25.28 = -11.8 \text{ t}$$

$$T(2.25) = 16.85 \times 2.25 - 25.28 = 12.63 \text{ t}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{N_1}{q} = 1.5$$

$$M(x) = \frac{qx^2}{2} - N_1 \times (x - 0.8) \Rightarrow x = 2.25 \Rightarrow$$

$$M(2.25) = \frac{16.85 \times (2.25)^2}{2} - 25.28 \times (1.45) = 5.99 \text{ t/ml}$$

Pour $x = 1.5$ cm

$$M(1.5) = \frac{16.85 \times (1.5)^2}{2} - 25.28 \times (0.7) = 1.26 \text{ t/ml}$$

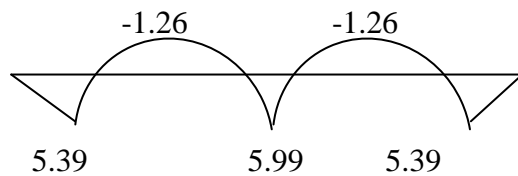


Figure 46: Diagramme des moments

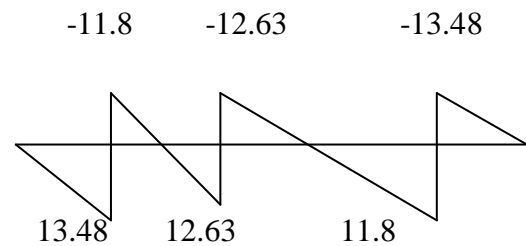


Figure 47: Diagramme de l'effort tranchant

***Calcul de ferrailage :**

Sens transversale :

$$A = \frac{N \times (A - A)}{8 \times H \times \sigma_{sol}} = \frac{75.84 (1.2 - 0.3) \times 10^4}{8 \times 40 \times 435} = 4.9 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 cm²

Sens longitudinale :

Sur appui :

$$\mu = \frac{M_a}{18.5 \times 30 \times (37)^2} = \frac{5.99}{18.5 \times 30 \times (37)^2} = 0.079$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.97$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.99 \times 10^5}{0.97 \times 37 \times 500} = 3.34 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3HA 14

En travée :

$$M_t = 1.26 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.017, \quad \alpha = 0.025, \quad \beta = 0.99.$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.26 \times 10^5}{0.99 \times 37 \times 500} = 0.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA 14 = 4.62 cm²

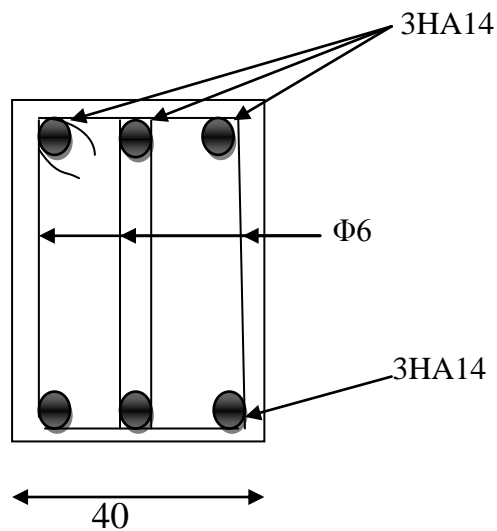


Figure 48: schéma de ferrailage de semelle filante

Longrines :

1-D'après : « RPA 2003 » on a :

Les dimensions minimales de la section de longrines sont :

$$S_{min} = (25 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prendre } S = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

-les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Ona : $\alpha = 12 \Rightarrow \text{site 3 zone IIa}$

$$N_{max} = 25.28 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } F = \frac{25.28}{12} = 2.11 \text{ t}$$

2Calcul d'armature longitudinal :

Avec la section :

$$A_S = \frac{F}{\sigma_{sol}} = \frac{2.11 \times 10^3}{4350} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \frac{0.6}{100} \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{500} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc :

En prend : 6HA 12 = 6.78 cm².

3-Les armatures transversales :

Soit : $\phi_t \geq \frac{\phi}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend : } \phi 6$

*** L'espacement :**

$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\phi_l) \Rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm}).$

On prend :

$S_t = 15 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage :

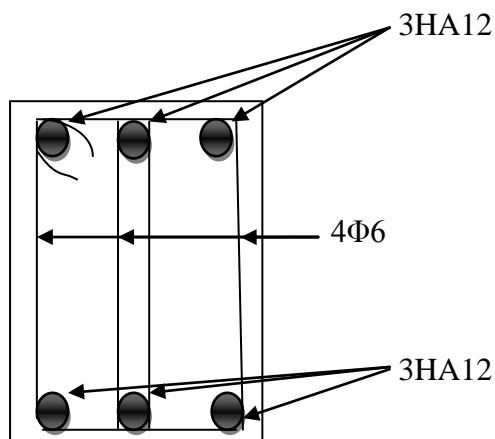


Figure 49: Schéma de ferrailage de longrine

Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'études sous le thème «Etude d'une structure en portiques auto stables » nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques du cycle de formation et surtout d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du bâtiment en béton armé.

Nous avons choisi le calcul manuel, ce qui nous a permis une bonne perception des efforts et leurs effets sur les éléments structuraux, de même que le calcul et la disposition des différents feraillements.

Nous espérons que ce projet (mémoire) est le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour toute personne ayant un intérêt pour les bâtiments en béton armé.

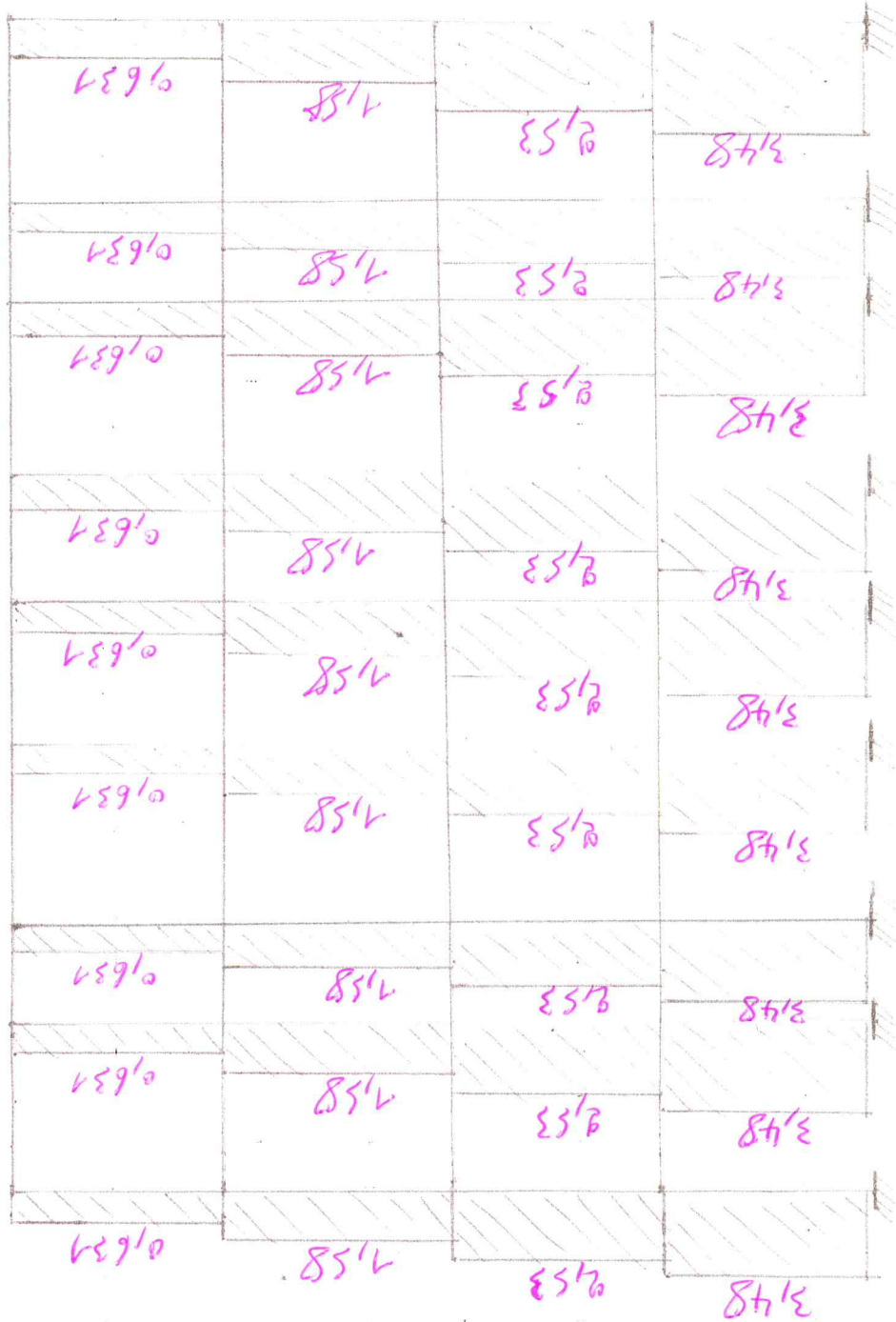
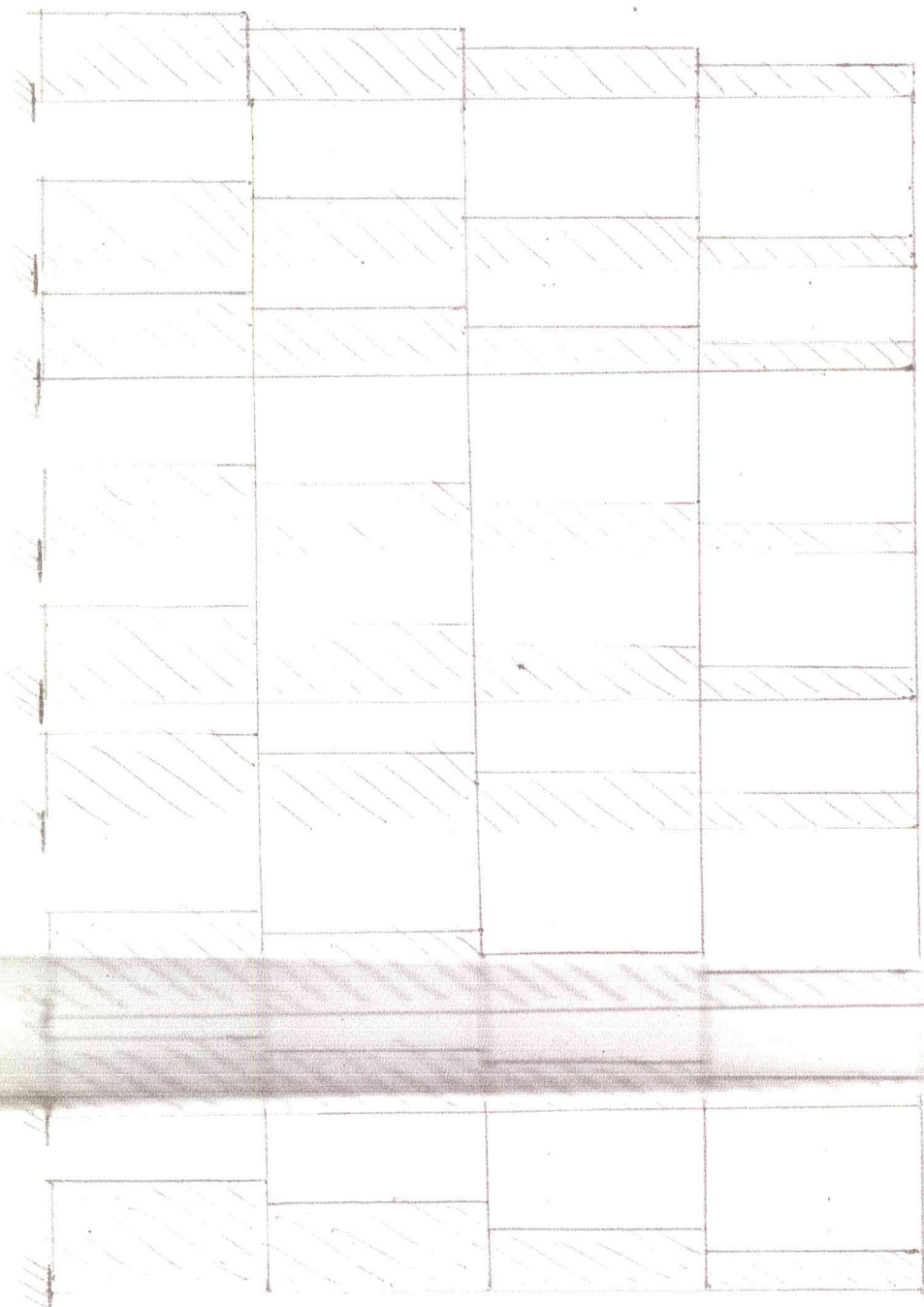


Figure 38: Diagramme des efforts normaux & sous Q >>



5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8
5,36	10,83	16,39	21,8

Figure 35: Diagramme des efforts normaux « sous G ».

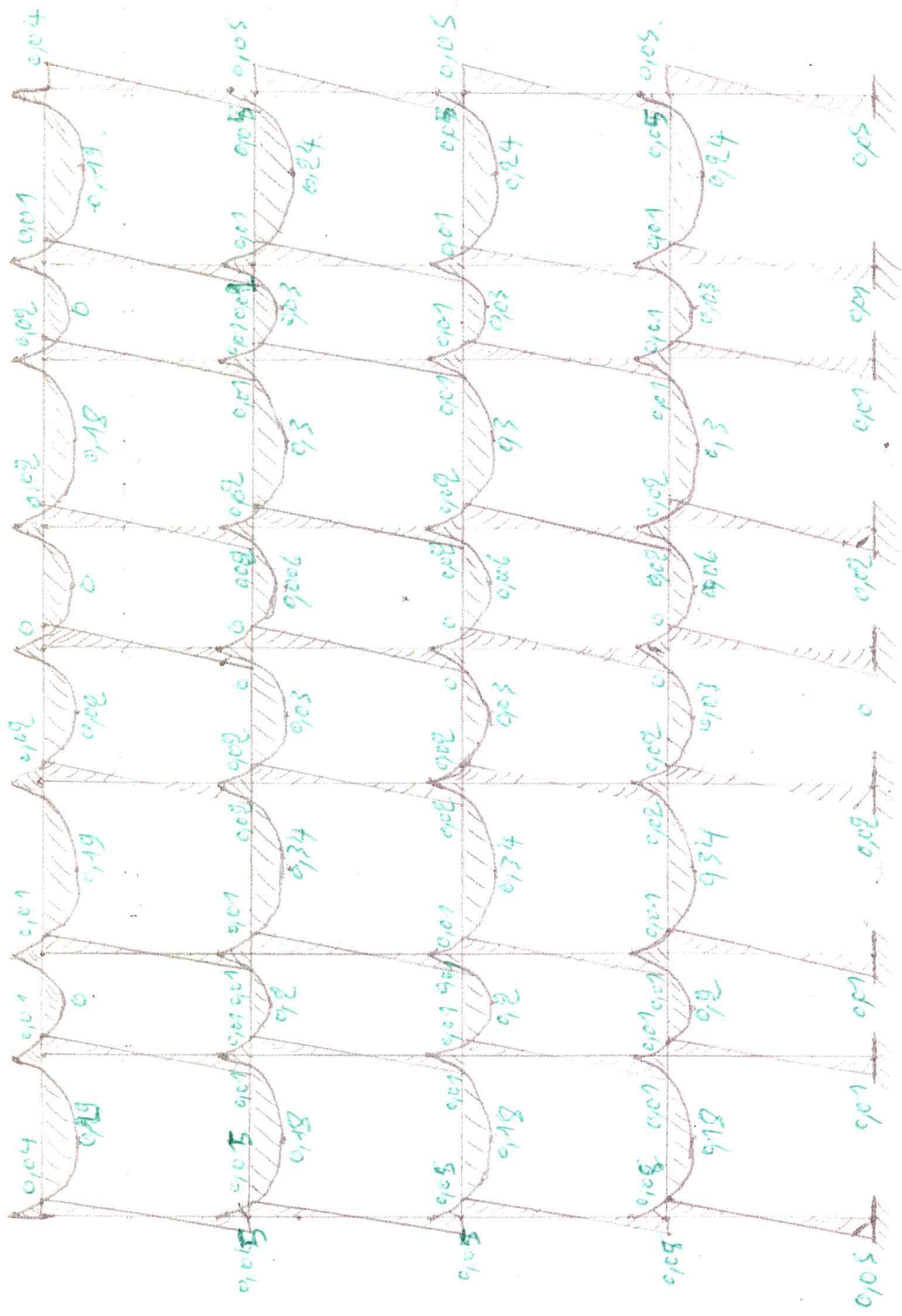


Figure 36: Diagramme des moments dans les poutres et les poteaux « sous Q ».

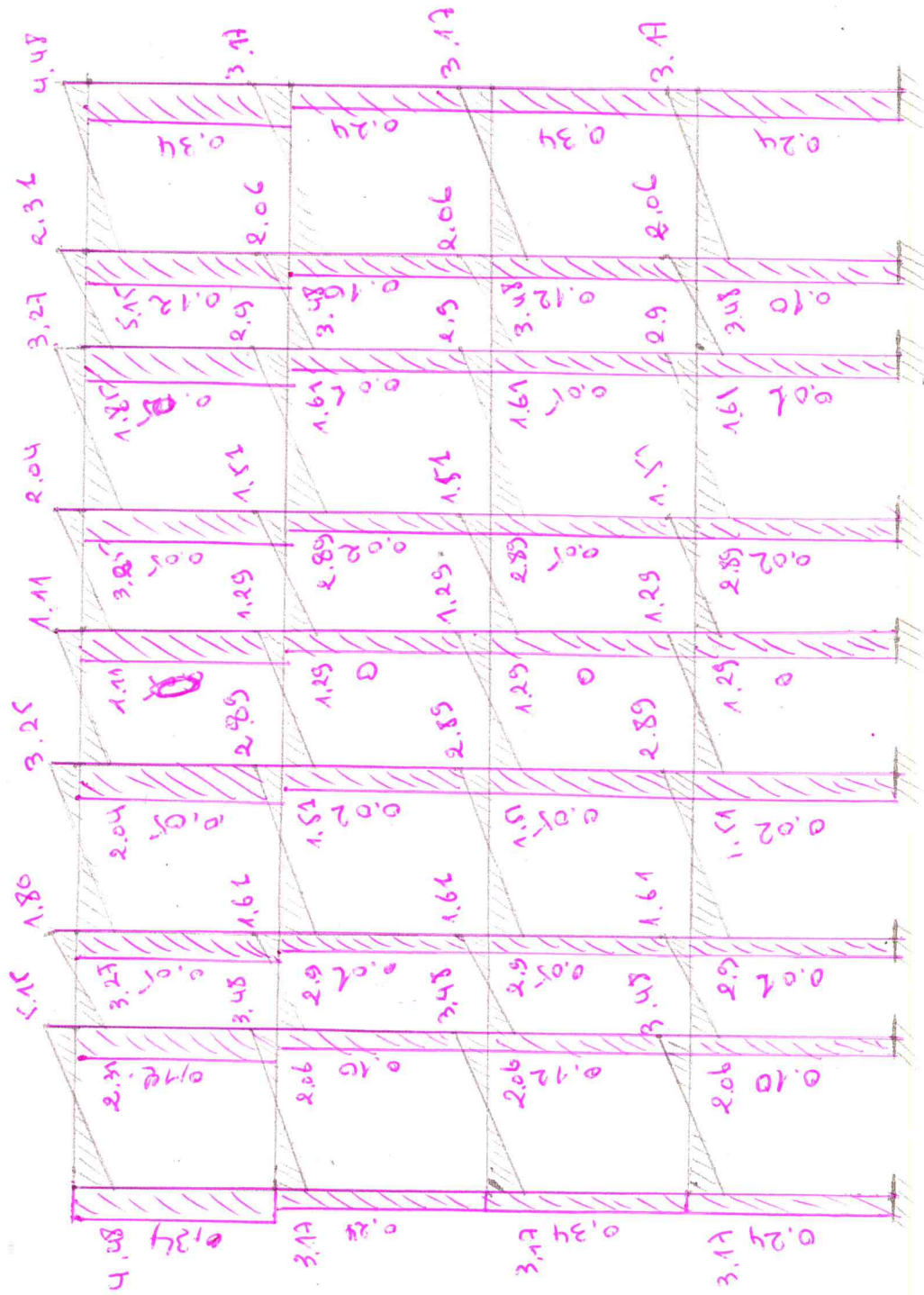


Figure 34: Diagramme des effets tranchants « sous G ».

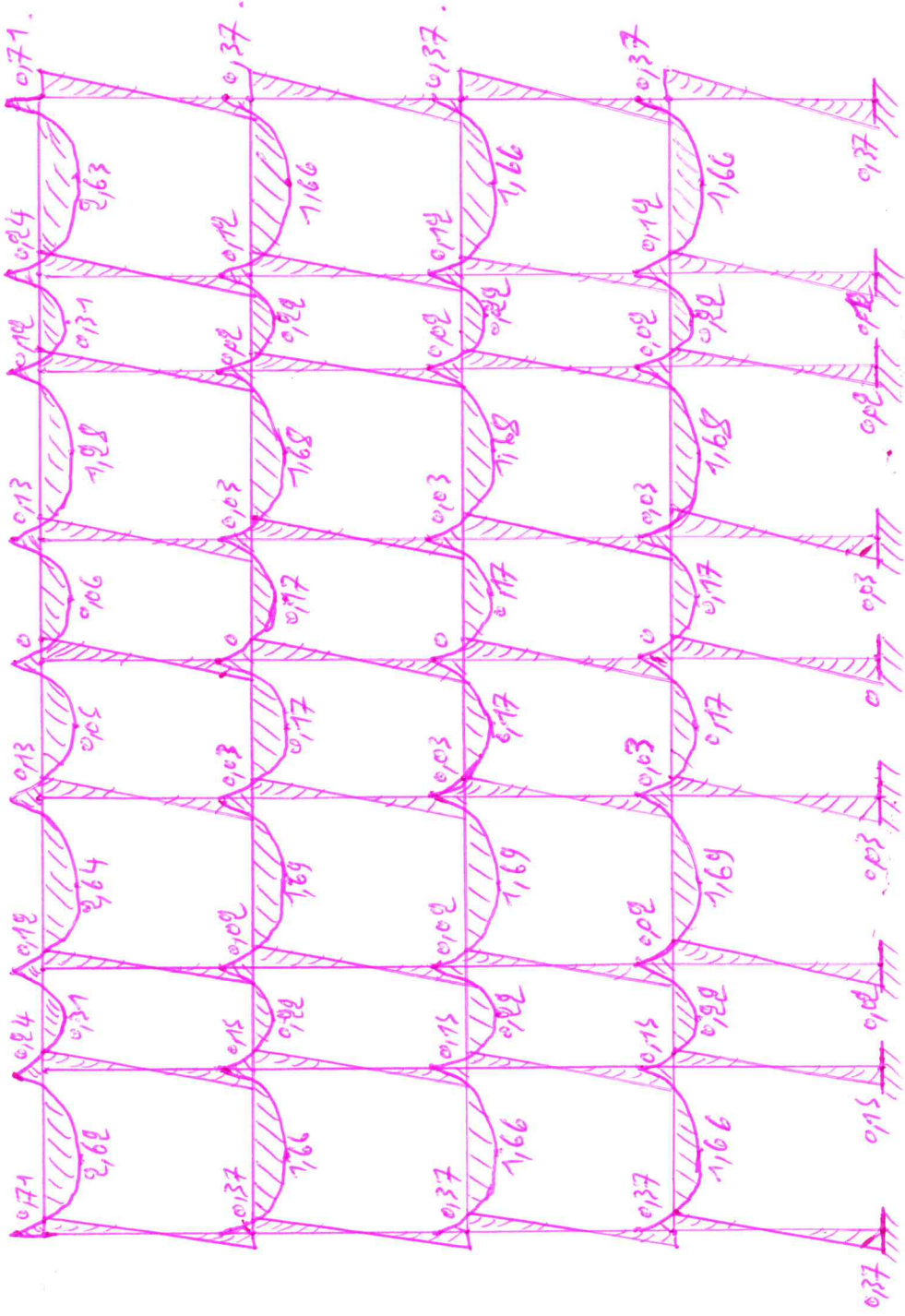


Figure 33 : Diagramme des moments dans les poteaux et les poutres $G \gg$

Figure 32: Diagramme des effets nets pour le coût G >> .

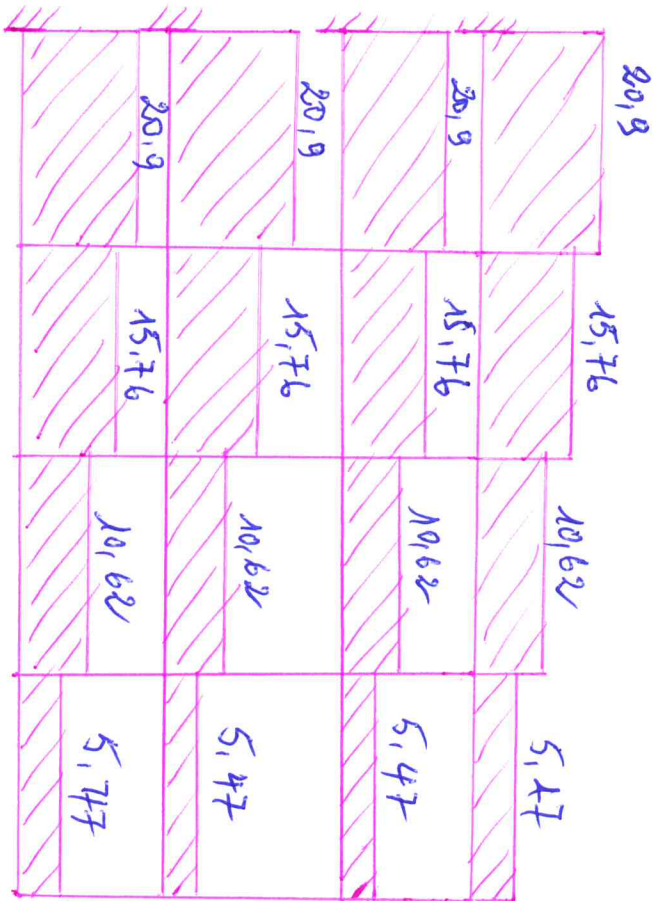


Figure 31: Diagramme de efforts tranchants << sous G >>

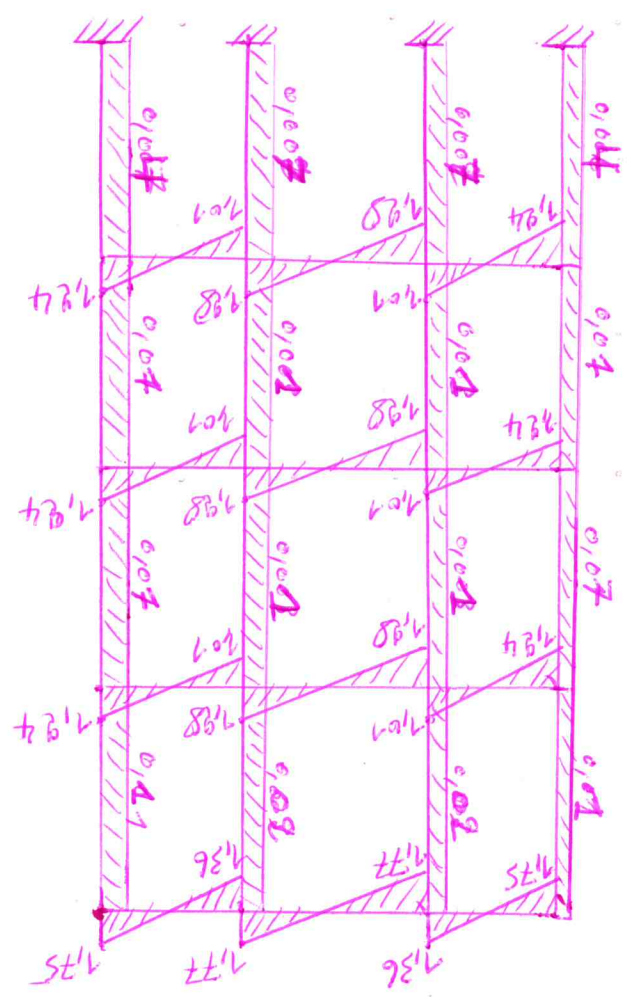


Figure 22: Diagramme des efforts tranchants.

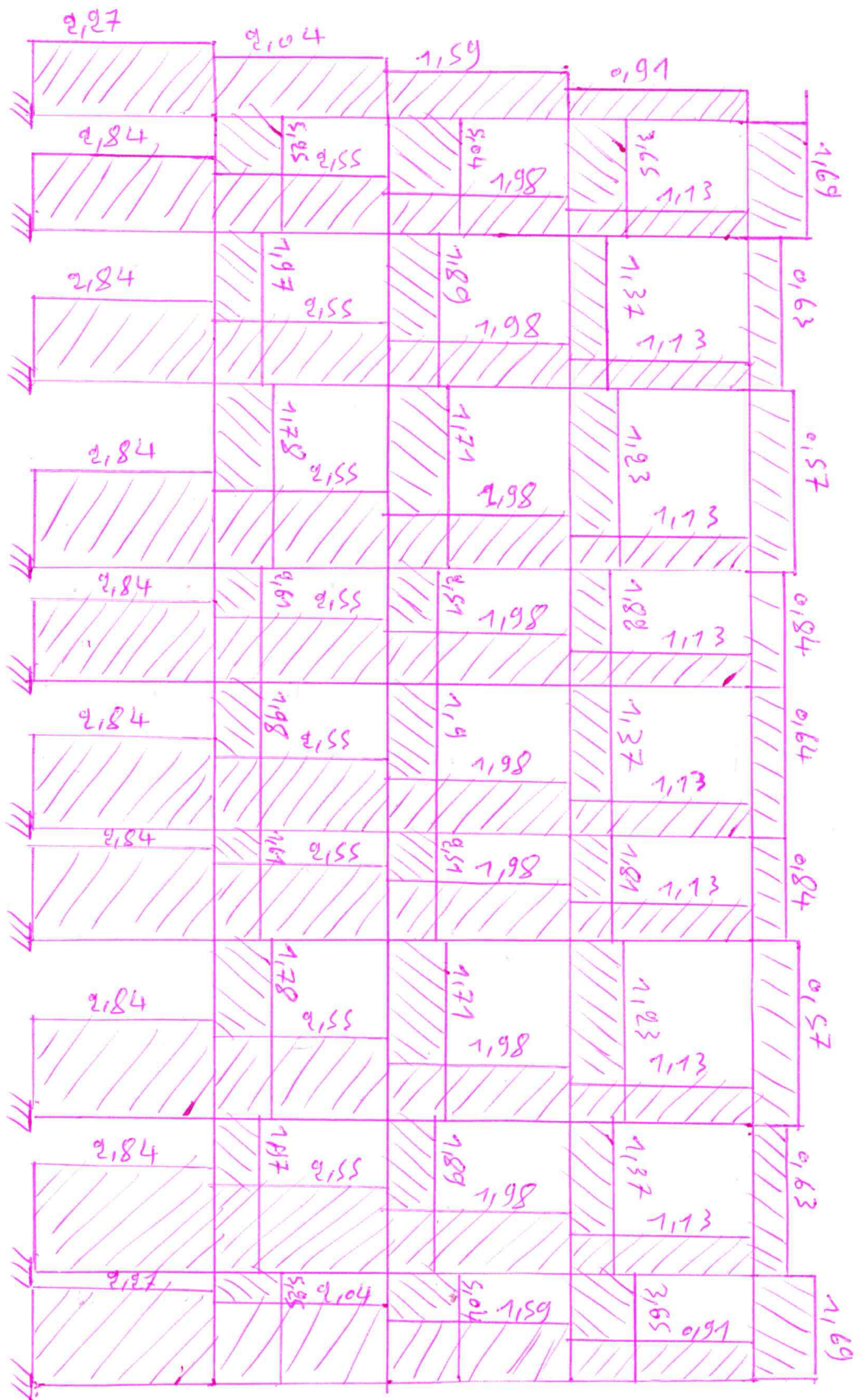
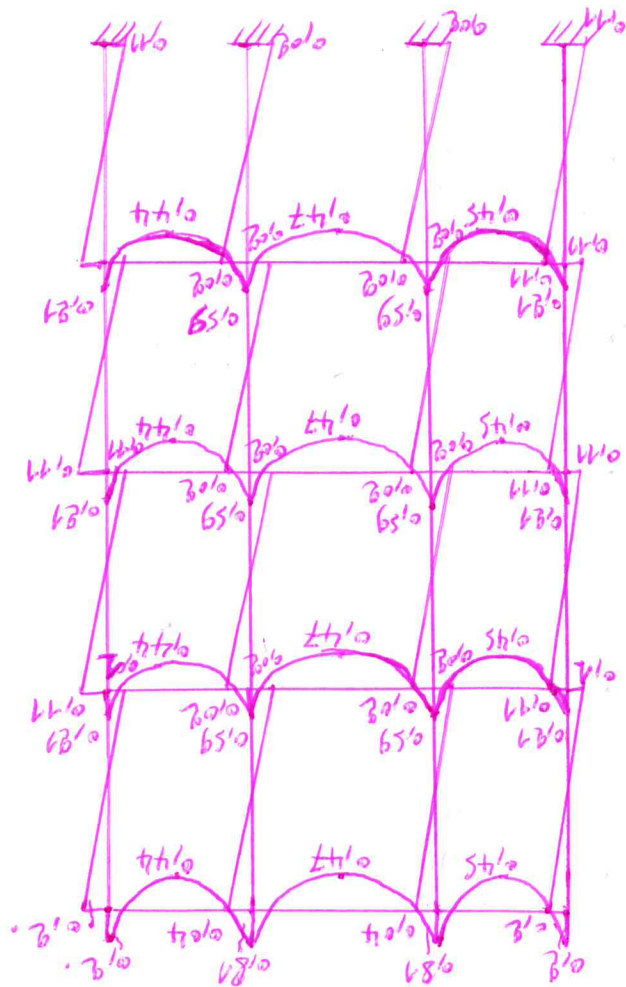


Figure 30: Diagramme des moments dans les poutres et des poteaux < sous q_{s0} .



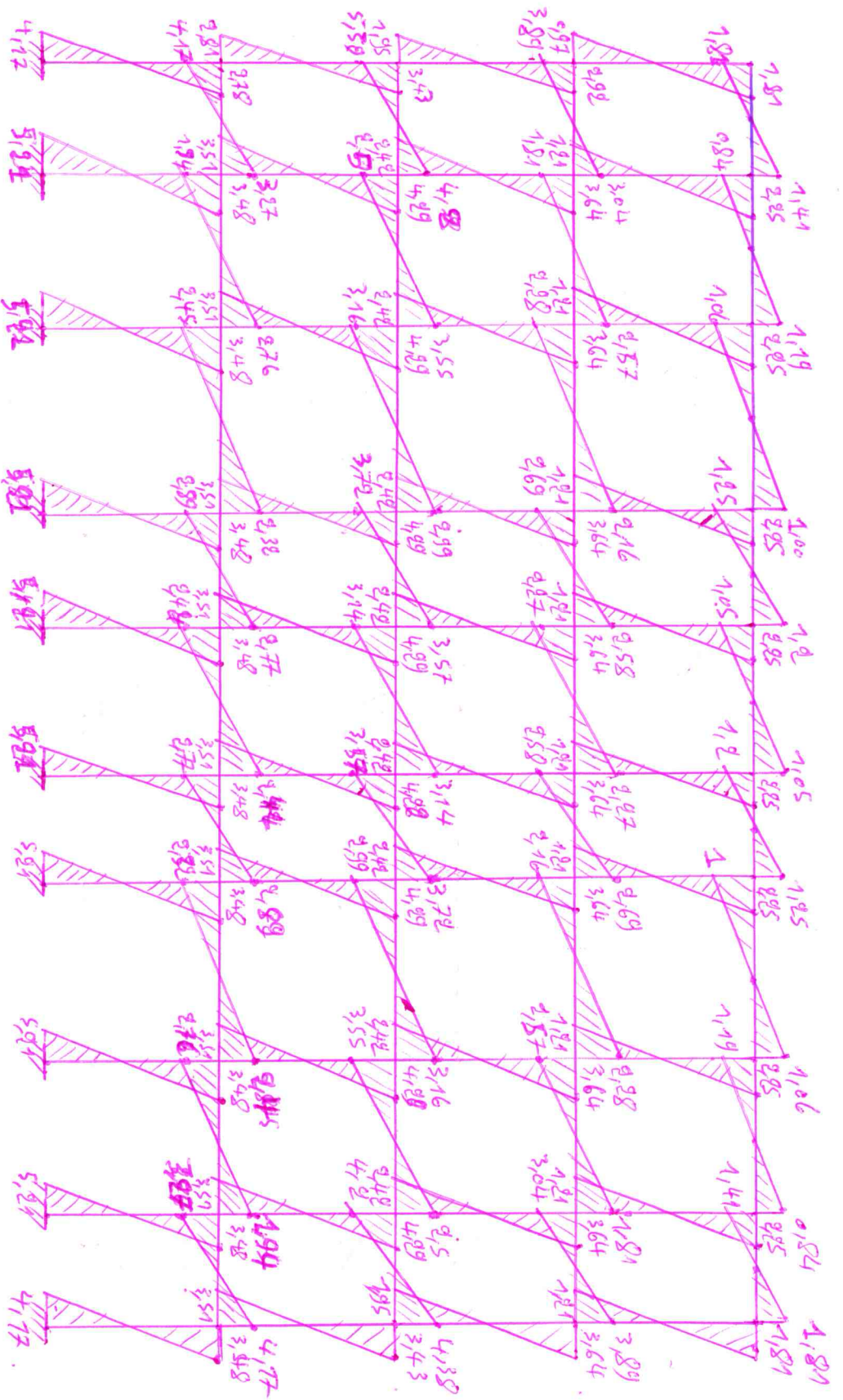


Figure 21: Diagramme des moments dans les poteaux et les poutres.

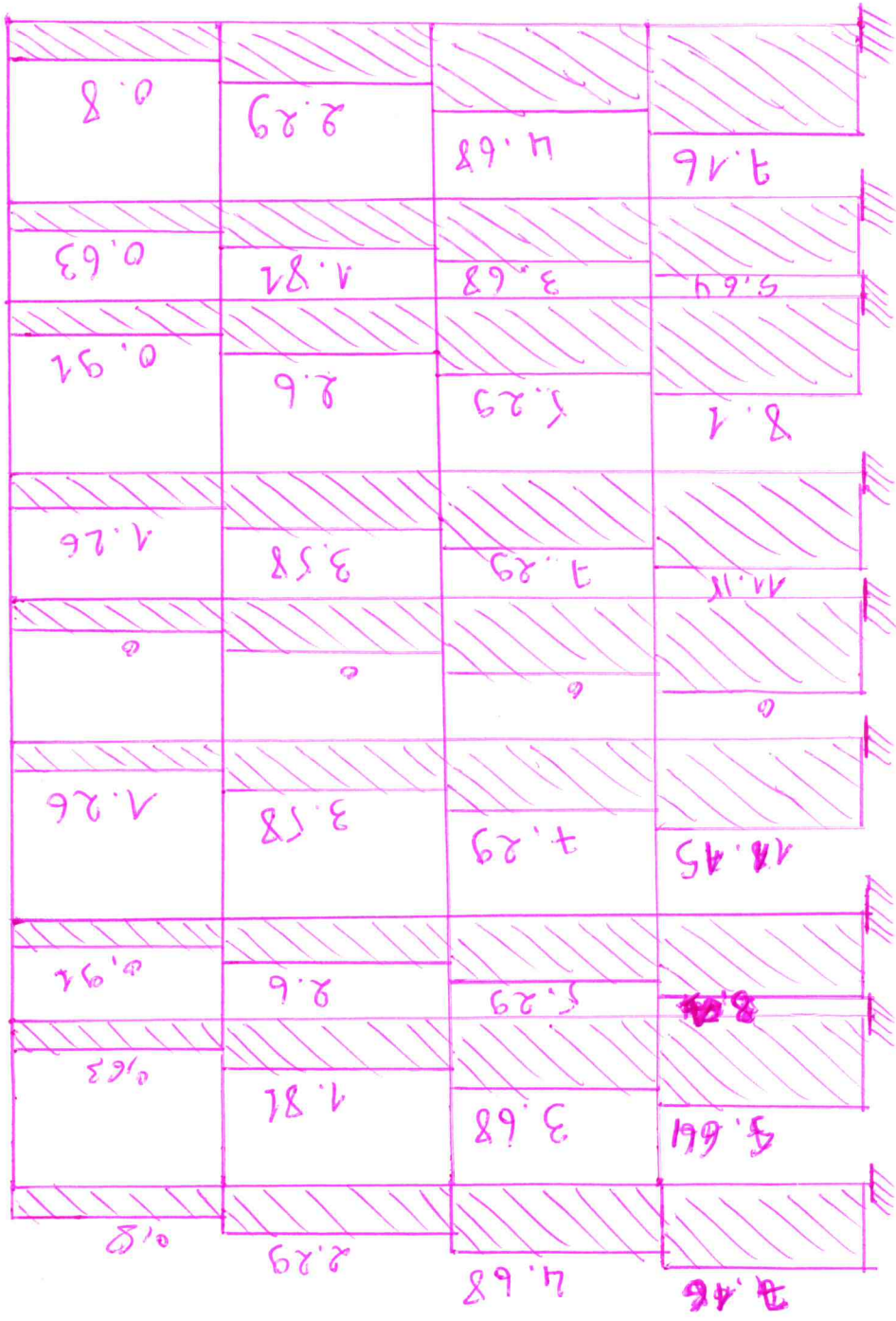


Figure 29: Diagramme des effets normaux.

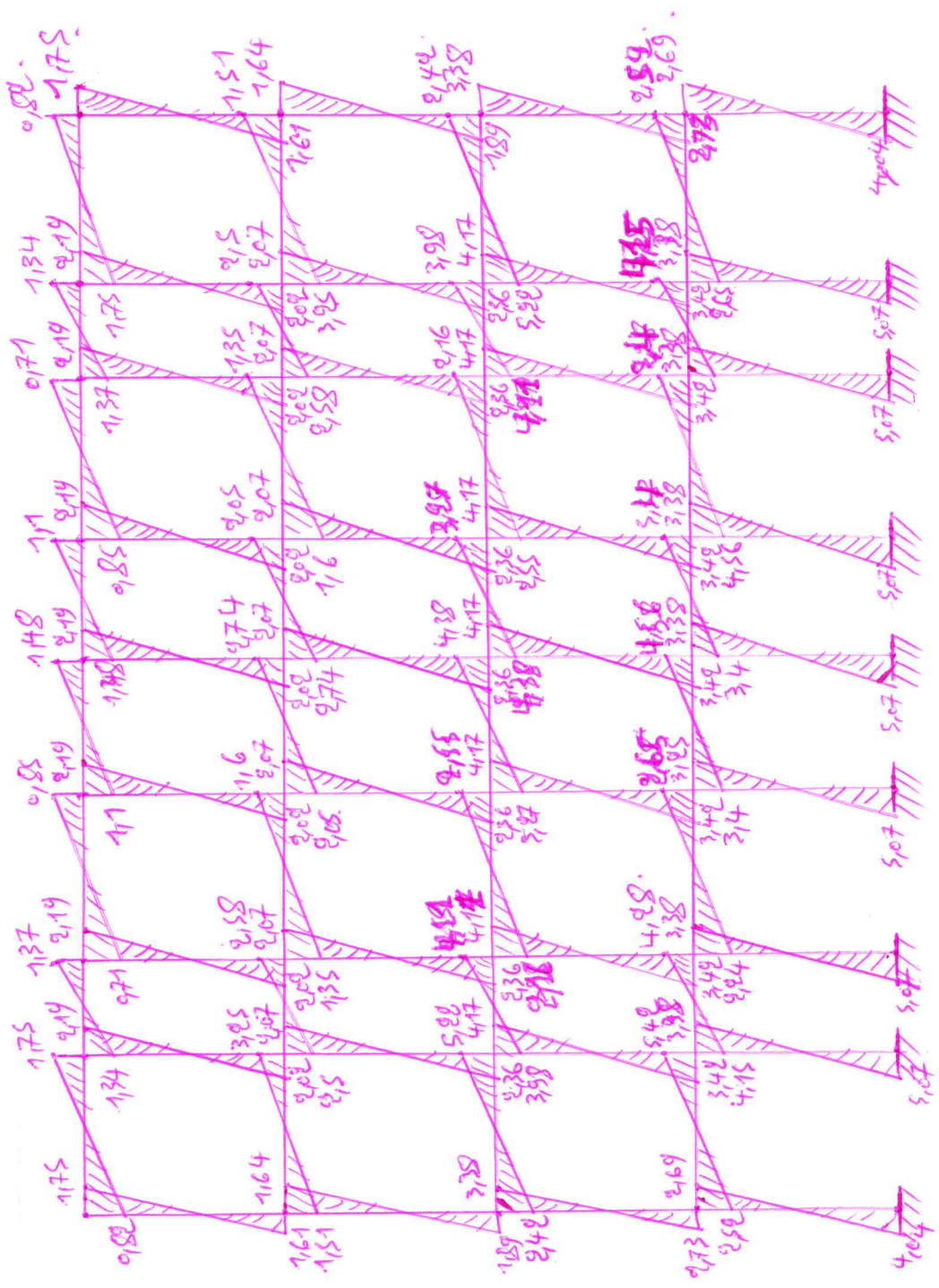


Figure 2.7: Diagramme des moments dans les poteaux et les poutres.

Figure 25: Diagramme des effets frontaux.

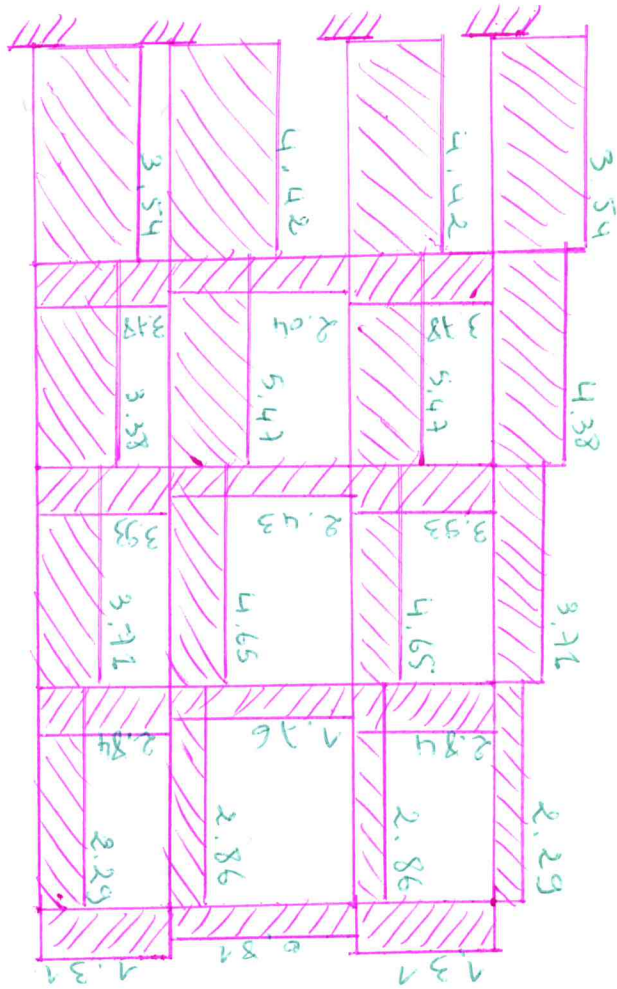


Figure 24: Diagramme des moments dans les poutres et les poteaux.

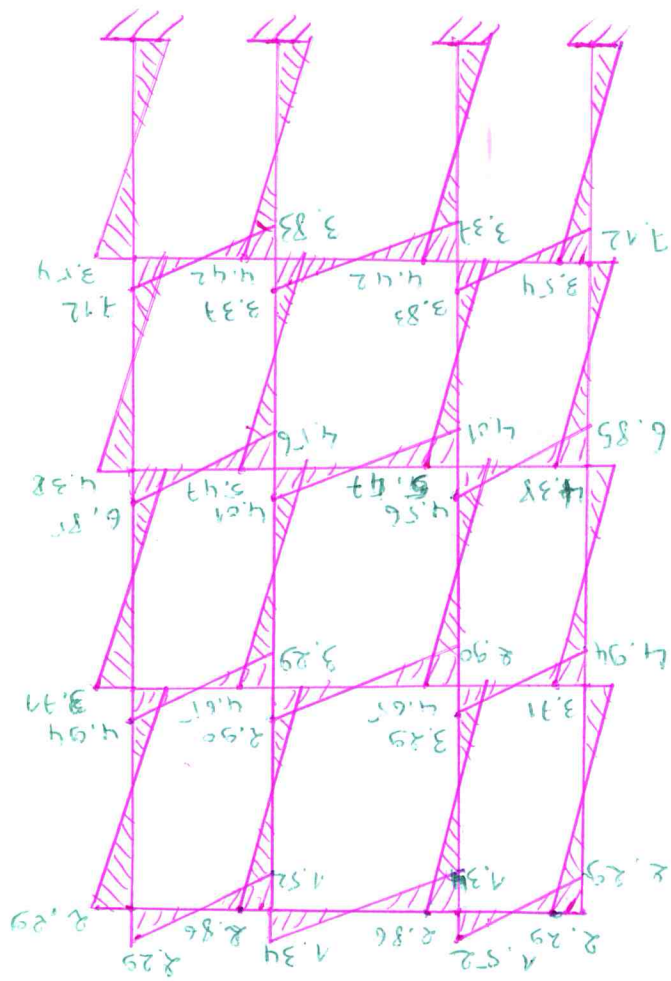
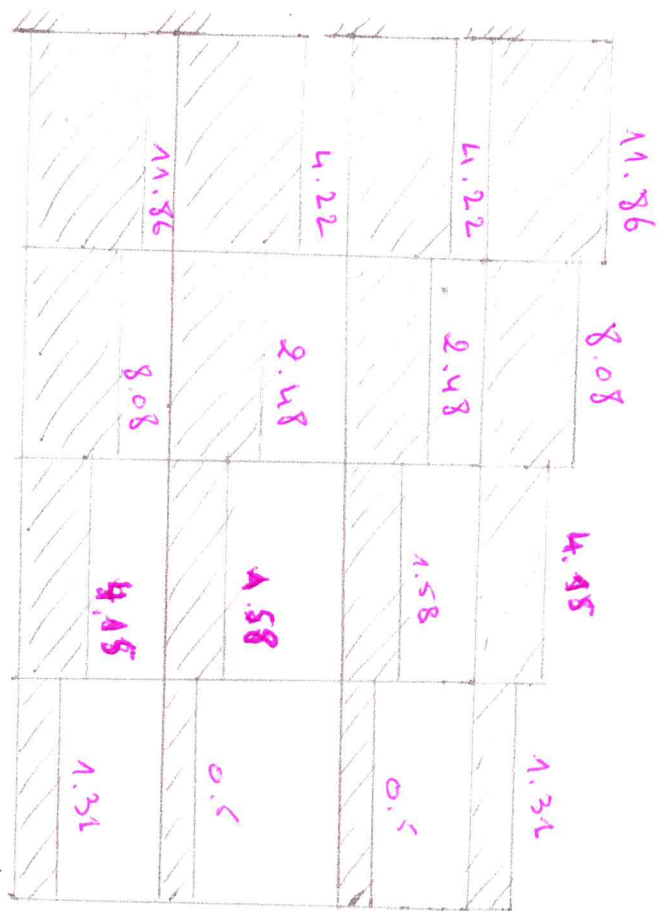


Figure 26: Diagramme des effets mesurés.



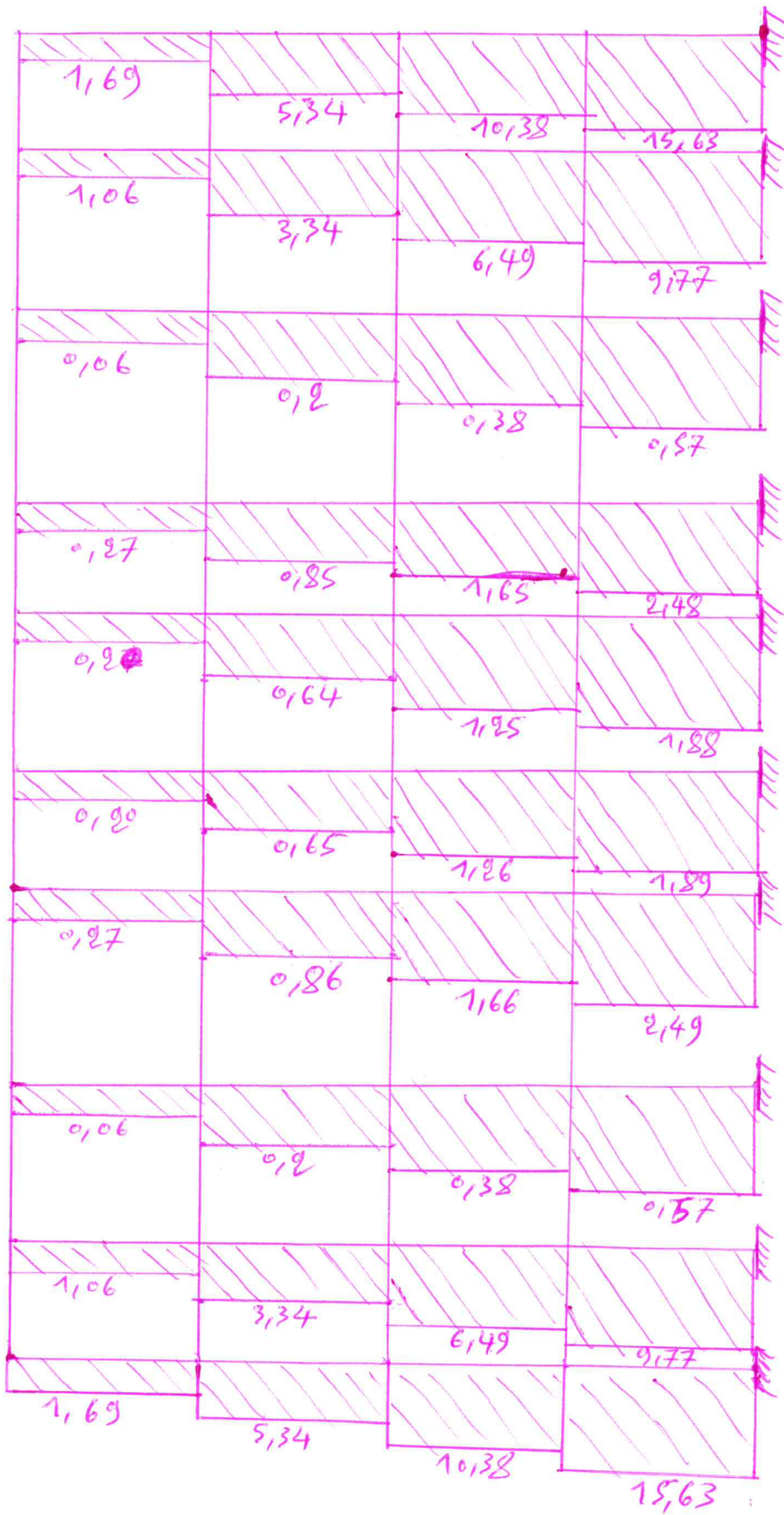


Figure 23: Diagramme des efforts normaux.

