

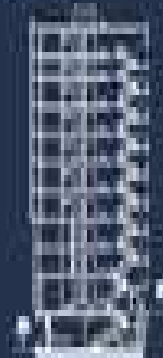
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme Master II Professionnel en génie civil,
Option : construction civil et industriel.

THEME

ETUDE D'UNE STRUCTURE R+9+SOUS SOL
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
POUR UN CONTREVENTEMENT MIXTE



Dirigé par : M^r MEGHLAT
Réalisé par : M^r HADJI ALI Kahim
M^m BOUARAB Siham

Dédicaces

A notre cher promoteur , à nos familles, à tous nos amis, ce modeste travail vous est dédié.

Kahina et Siham

Remerciement

Avant tout nous tenons à remercier Dieu tout puissant qui nous a donné force, courage et patience pour élaborer, préparer, et présenter ce modeste travail.

Nous voudrions adresser nos remerciements les plus sincères à **Mr MEGHLAT**, pour tous leurs précieux conseils et orientations durant toute l'année.

Comme nous tenons à remercier nos familles et toutes les personnes sans lesquelles ce modeste travail n'aurait jamais vu le jour.

Merci à tous...

Kahina et Siham

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et pré-dimensionnement des éléments

- 1 : Présentation de l'ouvrage page 06
- 2 : L'étude géotechnique du sol:.....page 06
- 3 : Caractéristique de l'ouvrage.....page 06
- 4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux Page 06
- 5 : Pré-dimensionnement des éléments
 - 5-1: Le plancher.....page 12
 - 5-2: Les poutres.....page13
 - 5-3:Les voiles.....page13
 - 5-4: Les poteaux.....page 14

Chapitre II : Calcul des éléments

- 1 : les planchers**.....page21
 - 1.1 : Dalle de compression.....page 21
 - 1.2 : Poutrelle.....page 21
 - 1.3) Etude du Plancher page23
- 2 : les escaliers**.....page 33
 - 2.1 : Terminologie.....page33
 - 2-2) Pré dimensionnement de l'escalierpage33
 - 2.3) Calcul du ferrailage de l'escalierpage34
- 3 : la poutre palière**.....page44
 - 3.1 : pré-dimensionnement**page44
 - 3.2 : Détermination Les sollicitations de calcul**page44
 - 3.3 : Calcul a l'ELU**.....page44
 - 3.4 : Calcul a l'ELS**.....page 46
- 4 : Console**.....page50
 - 4.1:pré-dimensionnement de la dalle pleine.....page 50
 - 4.2 : Détermination des charges et surcharges.....page50
 - 4.3 : Calcul a l'ELUpage50
 - 4.4 : Calcul a l'ELSpage52
- 5 : la salle machine**.....page54
 - 5.1 : Calcul des sollicitations.....page54
 - 5.2 : Ferrailage de panneau.....page55
 - 5.3 :Vérification a l'ELU.....page55
 - 5.4 : Vérification a l'ELS.....page57
 - 5.5 : Calcul des cloisons en béton armé :page57
- 6 : l'acrotère**.....page60
 - 6.1 : calcul des sollicitations.....page 60
 - 6.2 : Ferrailage de l'acrotère a l'ELU.....page61
 - 6.3 : vérification a l'ELUpage62
 - 6.4 : vérification a l'ELS.....page63

Chapitre III : Modélisation et vérification aux exigences du RPA.....page 66

- 1 : Description du logiciel ETABS.....page 66
- 2 : Etapes de modélisation.....page 66
- 3 : Etapes de modélisationpage67
- 4 : Déterminations des paramètres de spectre de réponse page 67

5) Vérification selon les exigences du RPA.....	page69
5- 1) Vérification de la participation de la masse modale	page69
5 -2) Vérification des déplacement	page69
5-3) Vérification de l'effort tranchant à la base.....	page71
5-4) Vérification de l'excentricité :	page72
5-5) Vérification de l'effet P-Delta	page73
5-6) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:	page74
Chapitre IV Ferrailage des éléments	
1 : Ferrailage des poteaux	page76
1.1 : Recommandation de RPA	page76
1.2 : Calcul les armatures.....	page76
1.3 : Calcul du ferrailage	page78
1.4 : vérification a l'ELU.....	page 80
1.5 : vérification a l'ELS.....	Page80
2 : ferrailage des poutres	Page84
2.1 : Recommandation du RPA.....	Page 84
2.2 : Disposition constructive.....	page84
2.3 : Etapes de calcul de ferrailage.....	page84
2.4: Ferrailage des poutres	page85
2.5 : vérification a l'ELU.....	page86
2.6 : vérification a l'ELS	page88
3: ferrailage des voiles	page91
3.1 : Exposé de la méthode.....	page91
3.2 : Armatures verticales.....	page91
3.3 : Armatures minimales.....	page92
3.4 : Armatures horizontales.....	page92
3.5 : Armatures transversales.....	page92
3.6 : Armatures de coutures	page93
3.7 : Ferrailage des voiles	page94
3.8 : Etude des linteaux.....	page100
Chapitre V: Etudes de l'infrastructure	page105
1 : Etude géotechnique du sol	page105
2 : Choix du type de fondation	page105
3 : Etude du radier général.....	page107
4 : Ferrailage du radier général	page111
5 : Ferrailage du débord :	page115
Chapitre VI: Etude de mur plaque	page122
1 : pré-dimensionnement du mur plaque.....	page122
2 : Méthode de calcul.....	page122
3 : Ferrailage du mur plaque.....	page123
4 : Vérification a l'ELU.....	page124
5 : Vérification a l'ELS.....	page124
6 : Recommandations du RPA	page122
Conclusion Générale	page127
ANNEXE I: Etude du sol	page131
ANNEXE II: Etude de contreventement	page155
ANNEXE III: Modélisation par ETABS	page169
Bibliographie	page189

Introduction générale

En cherchant à se stabiliser, l'être humain a amélioré ses capacités pour construire des abris. Et avec ses ambitions ces abris sont devenus des grands bâtiments et ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines.

Afin de les réaliser, s'occuper de leurs conceptions, exploitations et leurs réhabilitations ils ont créés le domaine du GENIE CIVIL, qui se base sur des techniques pour assurer une gestion répondante aux besoins cet être humain dans la société, tout en garantissant sa sécurité et le respect de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par les intempéries et les phénomènes naturels particulièrement le séisme renvoie l'ingénieur souvent aux mêmes causes principales, qui sont les mauvaises dispositions constructives ou les malfaçons d'exécutions généralement anarchiques.

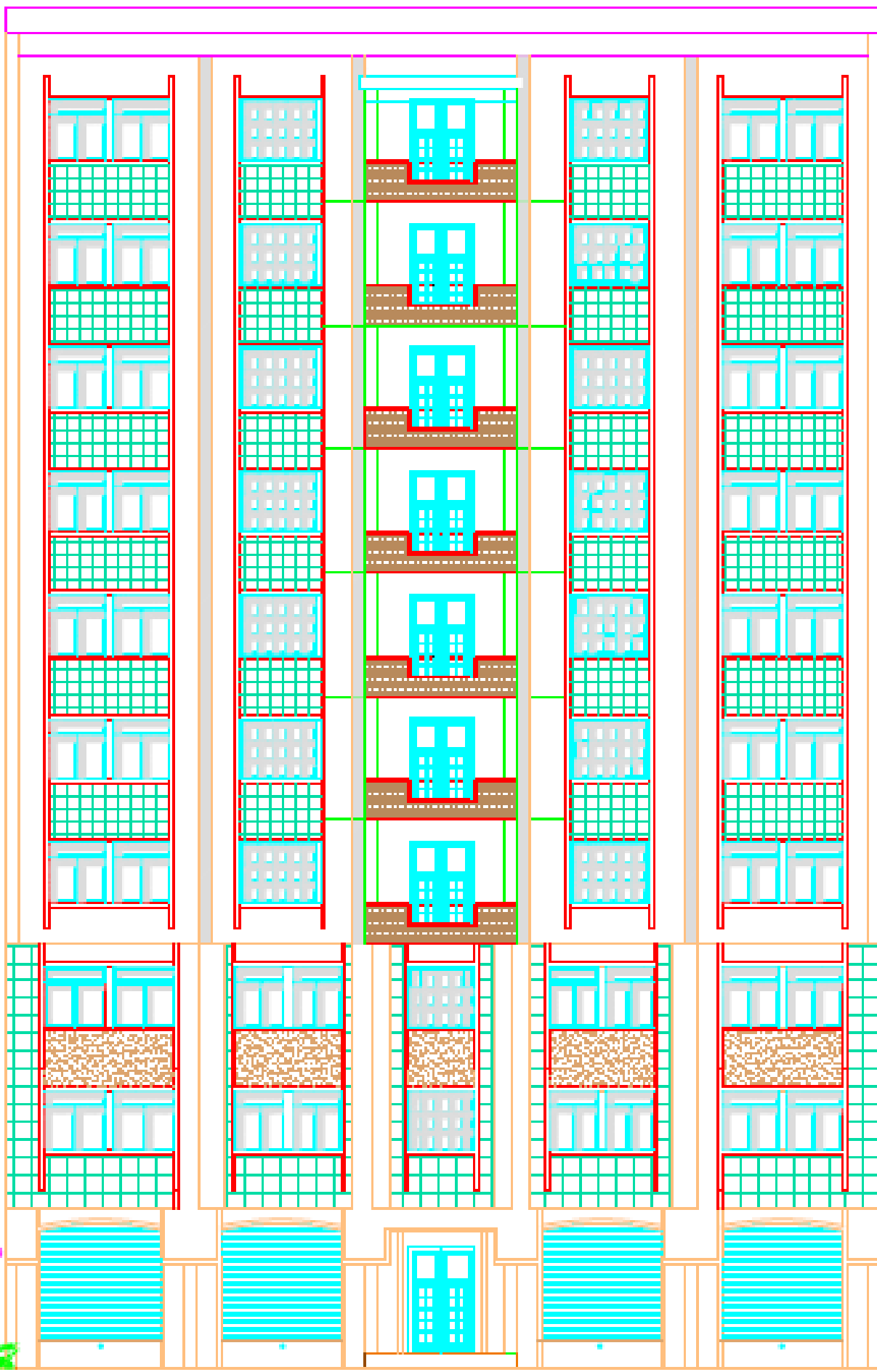
Cependant, en exerçant ce métier nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le règlement para sismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, et aussi on doit tenir à ce que nos calculs soit d'une manière à ramener une stabilité et une résistance aux éléments structuraux, la sûreté des usagés pendant et après la réalisation, pour le but final qui est la réussite de nos projet.

Pour notre étude de la structure (R+9 avec Sous-sol) à contreventement mixte, En plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques qui sont reproduites par un spectre de réponse tiré

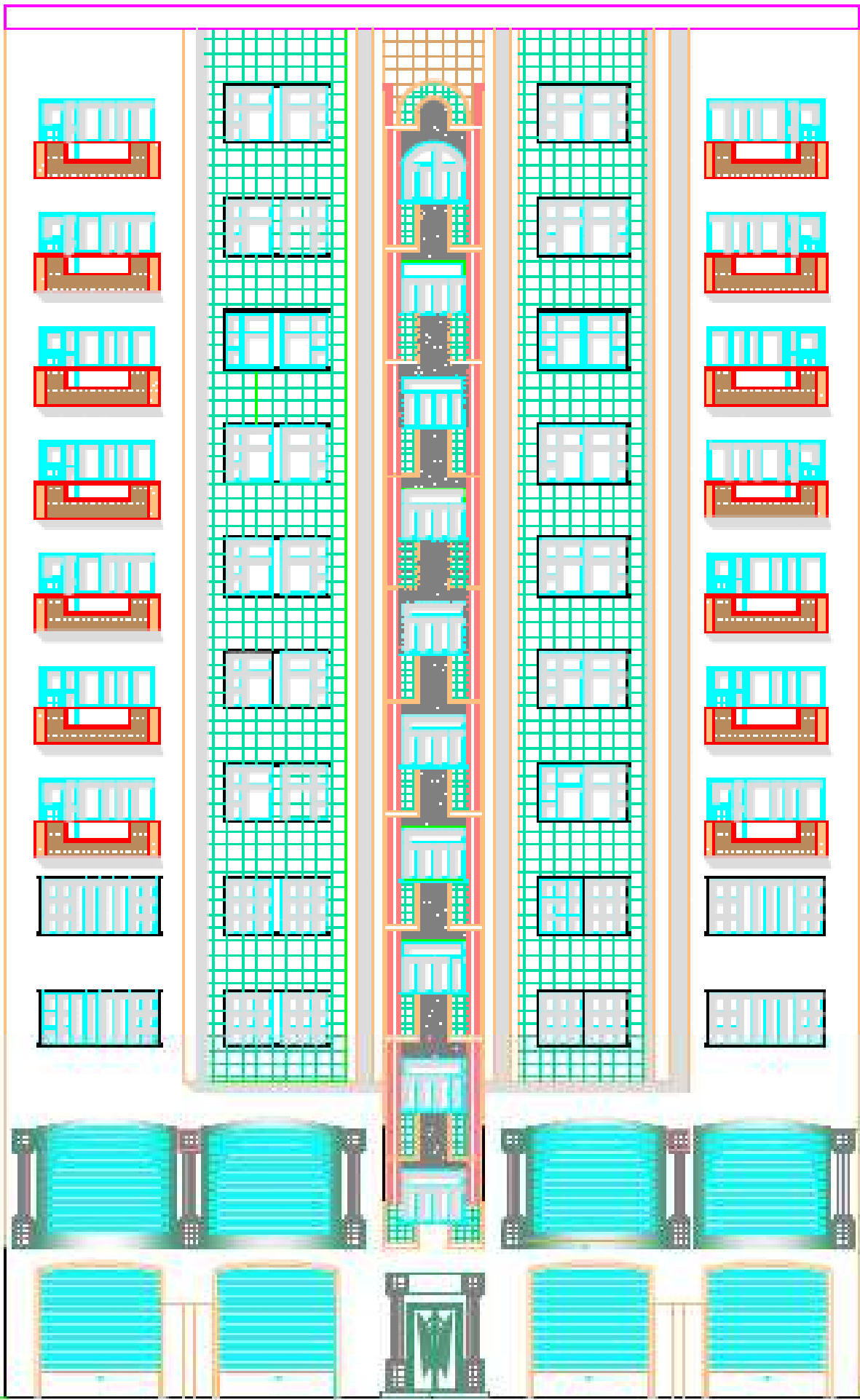
I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET
PRÉ DIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS

The image features a minimalist architectural graphic design. A prominent red L-shaped line is positioned on the left side, with a horizontal segment at the top and a vertical segment extending downwards. A small red rectangular block is located at the bottom left corner, with a horizontal line extending from its right side. On the right side of the image, a series of thin, grey, curved lines form a series of nested, overlapping shapes that resemble architectural floor plans or topographic contours. These lines curve upwards and inwards, creating a sense of depth and movement. The overall composition is clean and modern, with a focus on geometric forms and line work.

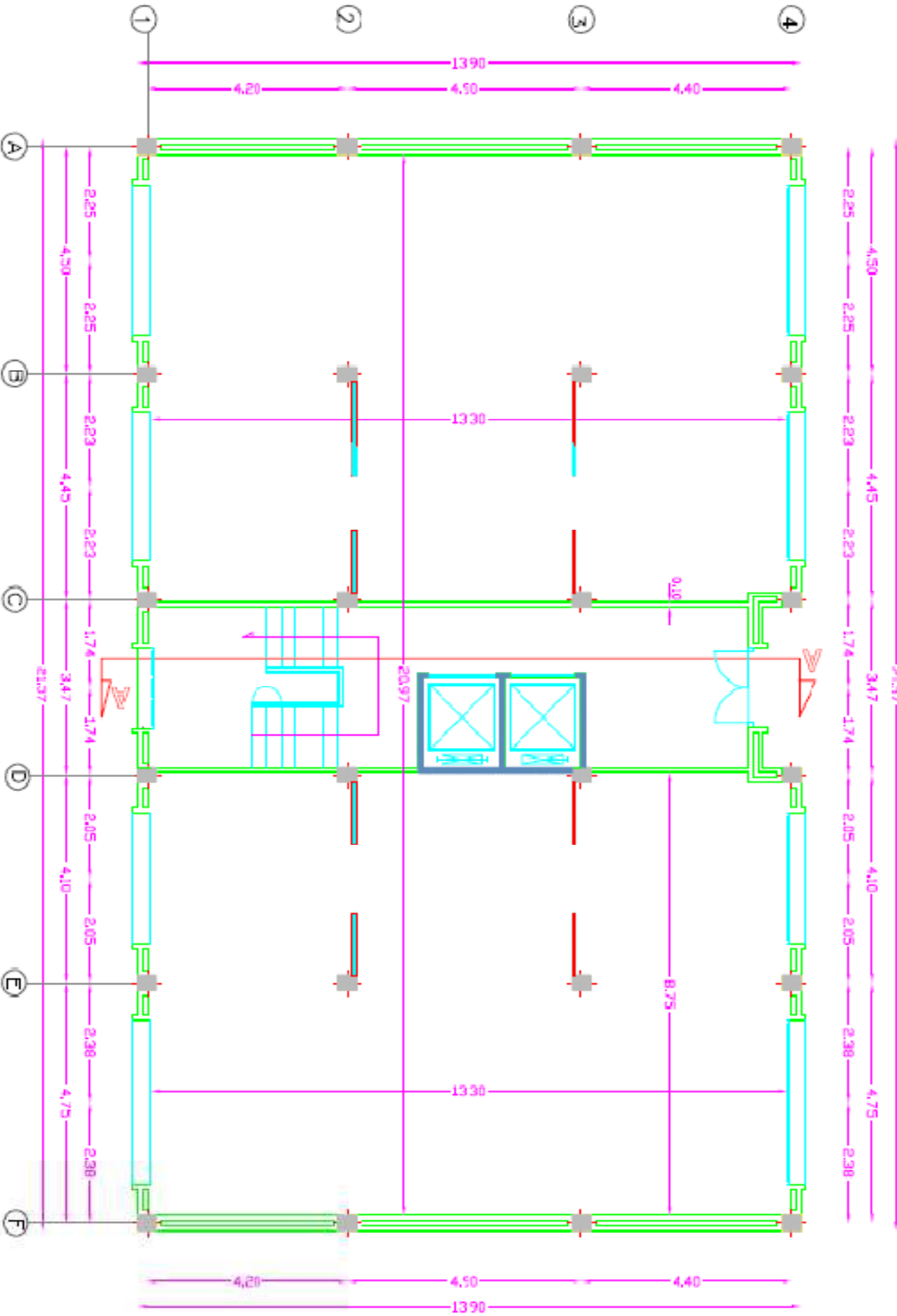
Les plans d'architecture



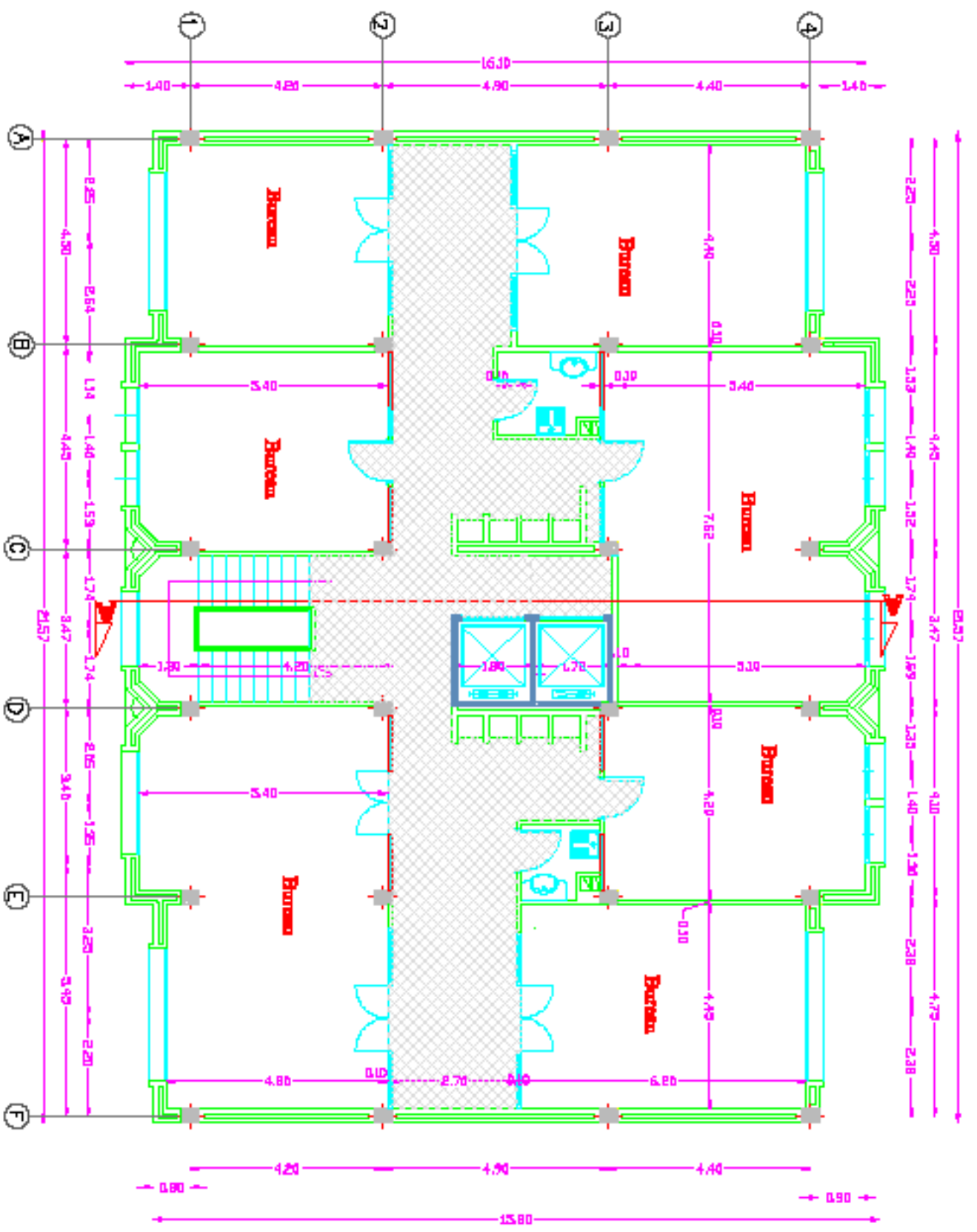
1. Имя проекта: 2. Имя заказчика: 3. Имя архитектора:		4. Имя разработчика: 5. Имя исполнителя: 6. Имя заказчика:	
7. Имя заказчика: 8. Имя архитектора:		9. Имя разработчика: 10. Имя исполнителя:	



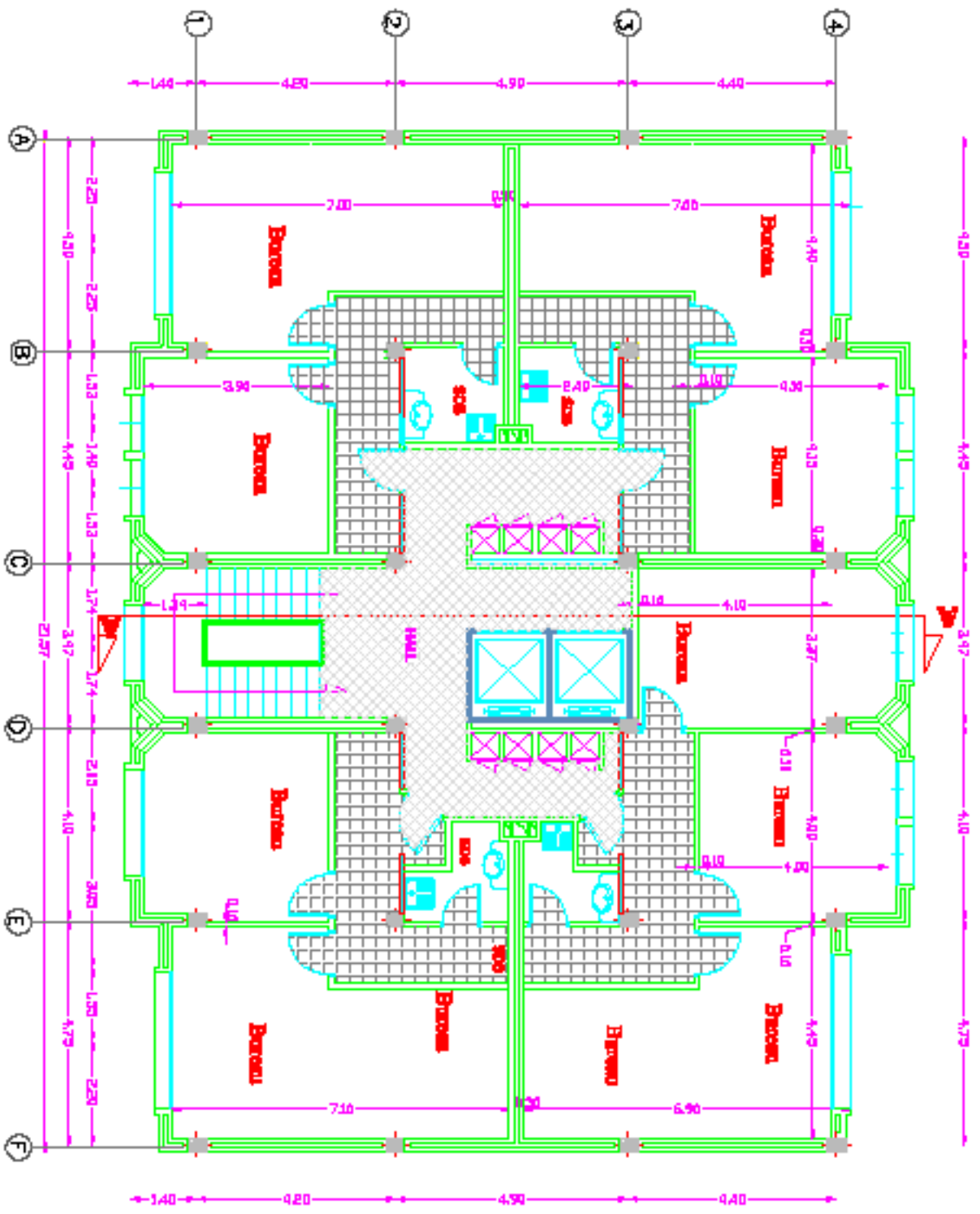
Projección de la planta de un edificio (Escala: 1/50)		Projección de la fachada (Escala: 1/50)	
Autores: Juan Carlos Rodríguez María José Rodríguez	Profesor: Sr. Rodríguez		Fecha: 15/05/2024
Lugar: Madrid			Hoja: 1 de 1



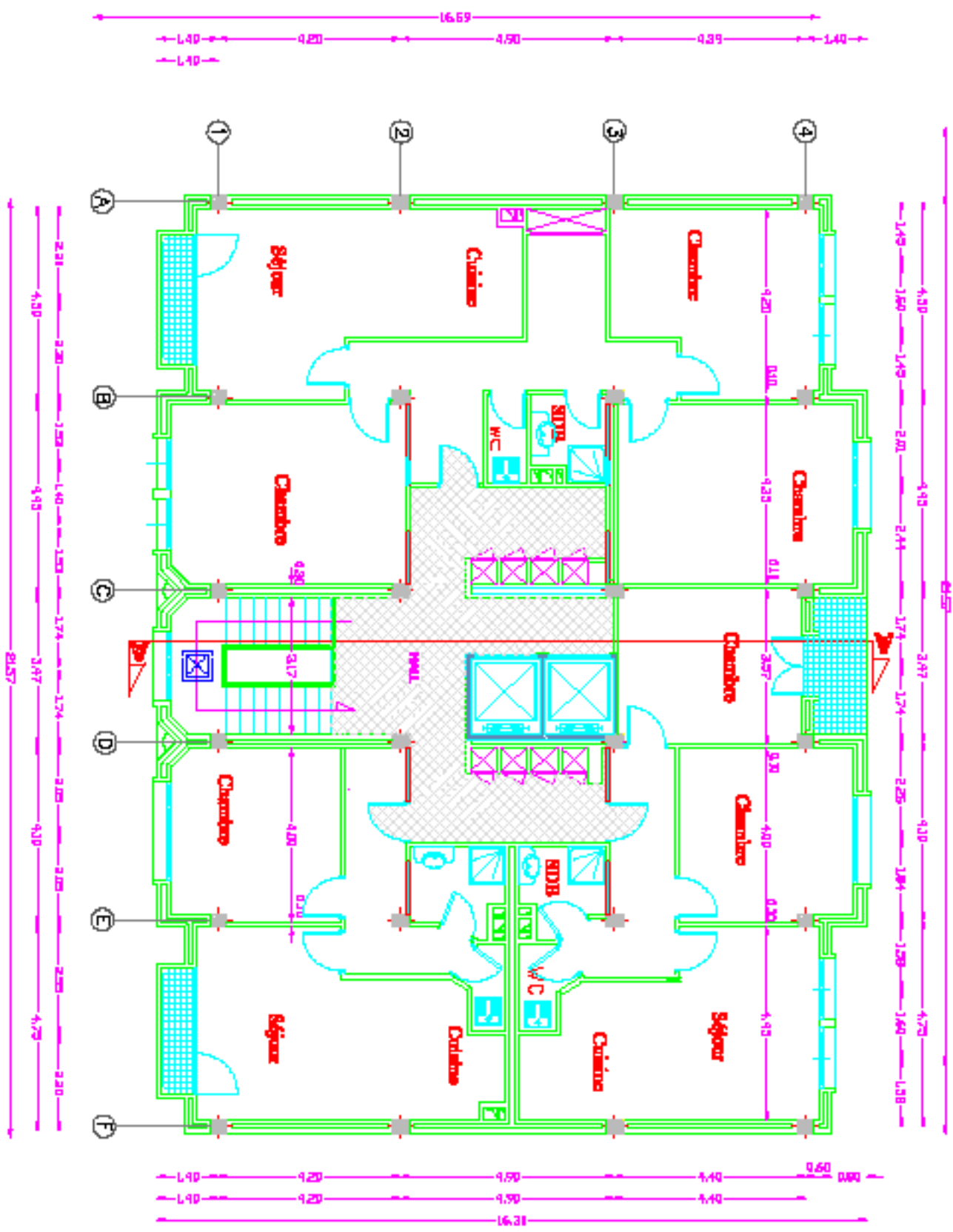
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Matière : NOTÉ BIAOJ AEL KOKKIA NOTÉ BOUCANALAS SIBANI		Plan N° 01 R.D.C	
Dessiné par : Mr. MECHALAT		Echelle : 1/100 Année : 2013	



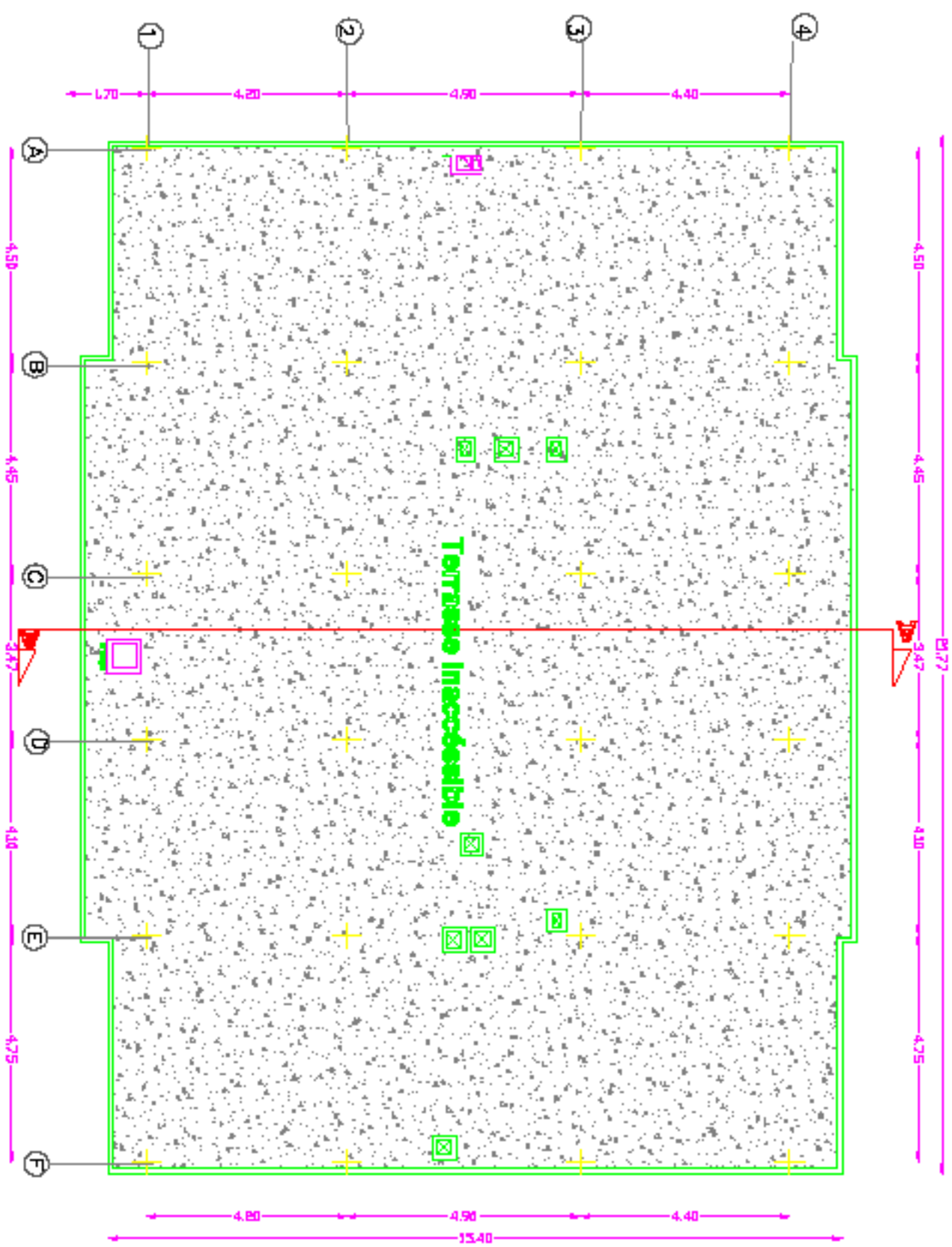
Zeichnungsinformation Entwurfs- und Genehmigungsplanung		Zeichnungsart Architektonische Grundrisse	
Blatt Nr.: 1 Maßstab: 1:100		Projektname Büro- und Wohnanlage	
Auftraggeber: ABC GmbH		Zeichner: XY Z	
Datum: 15.05.2024		Status: Entwurf	



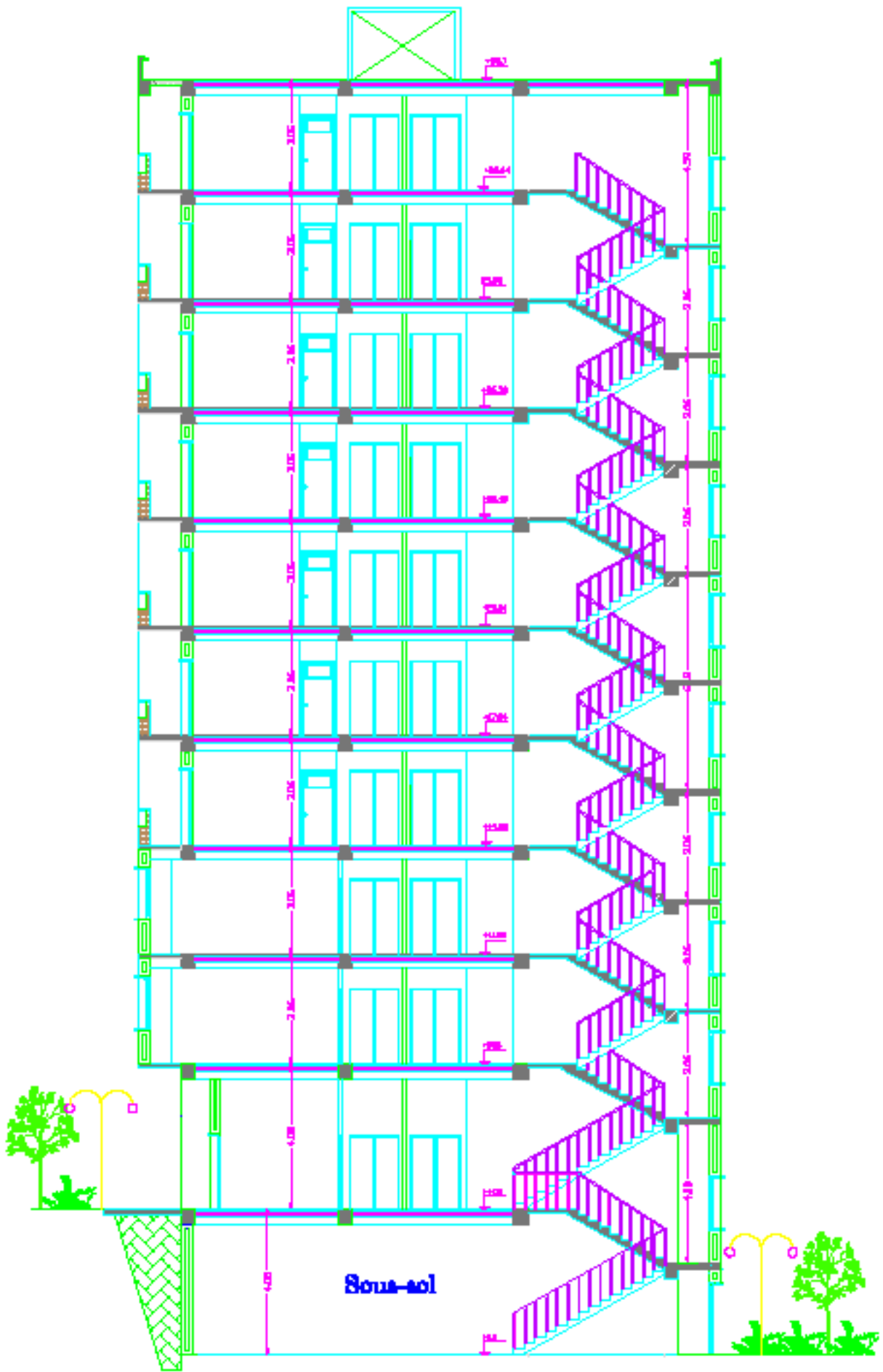
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Fakultas Teknik Departemen Teknik Sipil dan Konstruksi		Nama dan Nomor Ringkasan	
Nama No. Ringkasan		No. Ringkasan No. Ringkasan	



Établissement scolaire Collège de la République 2001, rue de la République 92000 Nanterre Tél: 01 47 37 11 11		Établissement scolaire Collège de la République 2001, rue de la République 92000 Nanterre Tél: 01 47 37 11 11	
Projet de plan Plan de l'étage 1/50		Plan de l'étage 1/50	
Échelle 1/50		Échelle 1/50	
Projet de plan Plan de l'étage 1/50		Projet de plan Plan de l'étage 1/50	



Proiect de plan de amenajare Terenul de teren de teren		Proiect de plan de amenajare Terenul de teren de teren	
Autoritatea Serviciul de amenajare Terenul de teren de teren		Autoritatea Serviciul de amenajare Terenul de teren de teren	
Data 2024		Data 2024	



Sous-sol

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de l'Énergie et de l'Hydrocarbures		Ministère de l'Énergie et de l'Hydrocarbures Direction Générale des Énergies	
Nom : Prénoms : Adresse :	Titre de l'ouvrage :		Numéro : Date de l'ouvrage : Année :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal. Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux RPA(version 2003) , le BAEL91 modifié 99. et le CBA 93.

1 - PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage qui nous à été confié par un bureau d'étude consiste au calcul d'un immeuble composée d'un sous sol , d'un rez de chaussé à usage commercial, 2 étages de service et de 7 étages à usage d'habitation,. Selon Cet ouvrage implantée à T-O est classée selon le RPA 99 (modifier en 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a) et groupe d'usage 2.

2- L'étude géotechnique du sol:

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2.24$ bars situé à une profondeur de 2.5 m.
- Site meuble.

Pour plus de détail voir ANNEXE (1)

3- Caractéristiques de l'ouvrage

3-A Caractéristiques géométriques : voir plans d'architecture

Cet ouvrage est composée :

- D'un sous sol à usage commercial
- D'un (01) RDC à usage de service..
- D'un (02) étage à usage de service..
- De sept (07) étages à usage d'habitation.
- D'une (01) cage d'escalier.
- D'une (01) cage d'ascenseur.

-En plan :	- Longueur totale du bâtiment :.....	21.57 m
	- Largeur totale du bâtiment :.....	16.30 m
-En élévation:	- Hauteur totale du bâtiment :.....	31.62 m
	- Hauteur de sous sol et du RDC	04.08 m
	- Hauteur d'étages courants et de service :.....	03.06 m
	-Hauteur de l'acrotère.....	0.60 m

3-B- Eléments constitutifs de l'ouvrage :

- Ossature mixte contreventée par des portiques et des voiles travaillant conjointement
- Planchers
- Escaliers
- Console
- Cage d'ascenseur
- Remplissage (maçonnerie)
 - Murs extérieurs
 - Murs intérieurs
- Revêtements
- Acrotère :
- Fondations

4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

4-A- Béton :Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et adjuvants .Il présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton a un comportement fragile.

❖ **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ Mpa \rightarrow (ART A.2.1.11, BAEL 91)

$$C_{fj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$C_{fj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ Mpa \rightarrow (ART A.2.1.11, BAEL 91)

$$C_{fj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$C_{fj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

-Pour des résistances $f_{c28} = 25$ Mpa

❖ **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots$ si $f_{c28} \leq 60$ MPa (Art A.2.1. 12, BAEL 91)

Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation longitudinale du béton :**

•**Module de déformation longitudinale instantanée du béton :** Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)}. \quad (\text{ART A.2.1.21, BAEL 91}).$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPA. On a : $E_{i28} = 32164,2$ MPA.

•**Module de déformation longitudinale différé du béton :** Pour des chargements de longue durée (cas courant) .On utilise le module différé qui prend en compte les déformations de fluage du béton Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton : $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots$ si $f_{c28} \leq 60$ MPa (Art -2.1, 2, BAEL91)

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3} = 10818,86563 \text{ MPa}.$$

❖ **Module de déformation transversale:**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de tranchant.

Il est donné par la relation suivante : $G = E / 2(1 + \nu)$ (MPa)

Avec : **E** : Module de Young (module d'élasticité)
ν : Coefficient de poisson

❖ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) et la déformation relative longitudinale ($\Delta L/L$)

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta L / L}$$

Il est pris égal à : $\nu = 0$: à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

$\nu = 0,2$: à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

❖ **Fluage de béton:**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E = 3.E_i$

❖ **Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

❖ **Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

❖ **Etat limite de contrainte de béton :**

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue. Ils sont classés en états limites ultimes et états limites de services.

* **Les états limites ultimes (E.L.U) :**

Ils sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations de béton à la compression (ϵ_{bc1}) figure I-2 Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5 ‰

Pour $\epsilon_{bc1} \leq 2\text{‰}$ on applique la lois de **Hooke** $\gamma_{bc} = Eb \times \epsilon_{bc}$

Eb : module de young

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par : $f_{bu} = 0,85.f_{c28} / \theta.\gamma_b$ MPa ou f_{bu} : est la contrainte admissible du béton à la compression.

γ_b : est le coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ situation durable « courante »} \\ 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$

θ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action

$\theta \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ si la durée d'application est } > 24\text{h} \\ 0.9 \text{ si la durée d'application est entre } 1\text{h et } 24\text{h} \\ 0.85 \text{ si la durée d'application est } < 1\text{h} \end{array} \right.$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $\gamma_b = 1.5$; $\theta = 1$; on aura $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

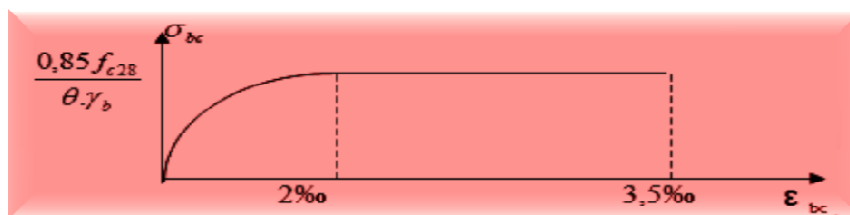


Figure 1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'E.L.U.

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

*** Les états limites de service (E.L.S) :**

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. (Déformations et flèches ou vibrations...).

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L' E.L.S avec ; pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5. 1, BAEL 91)

de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ($E_b = 13333\text{MPa}$).

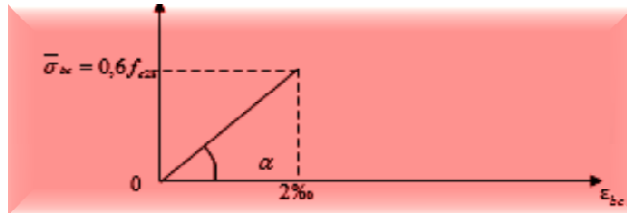


Figure 2 : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.

❖ **Poids volumique de béton :** Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

4-B): Acier :

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0.08% et 1.67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle et de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

❖ **Types d'aciers :** On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- **Les aciers doux :** Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses (ce type est interdit sur le marché)
- **Les aciers durs, type I :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 % Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- **Les aciers fortement écrouis :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8 %. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture (MPa)	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de scellement Ψ	Coefficient de fissuration η
Aciers en Barre Haute adhérence	feE400	HA	400	480	14%	1.5	1.6
	FeE500	HA	500	550	12%	1.5	1.6
Aciers en treillis soudés	520($\phi < 6$)	TS	520	550	8%	1	1.3
	520($\phi \geq 6$)	TS	520	550	8%	1.5	1.6

Tableau 1: Les caractéristiques des types d'aciers pour armatures

❖ **Module d'élasticité :**

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.
 -On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.
 Le module d'élasticité longitudinal E_s est pris égal à : $E_s=2.10^5$ MPa. (Art -2.2.1, BAEL 91).

❖ **Contrainte limite des aciers :**

* **Contrainte limite ultime:** $\sigma_s = f_{su} = fe / \gamma_s$ (Art A.4.3, 2, BAEL 91)

γ_s : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à: $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Situation courante.
 $\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ Situation accidentelle.

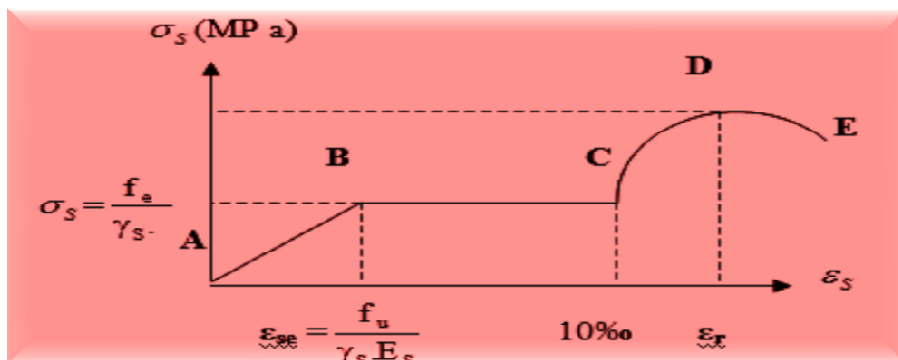


Figure 3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

- Zone AB :** domaine élastique linéaire
- Zone BC :** domaine plastique
- Zone CD :** domaine de raffermissement (protection)
- Zone DE :** domaine de striction (rétrécissement) rupture

On distingue deux cas :
 Si $\epsilon_s \leq \epsilon_{se} \rightarrow \sigma_s = E_s \epsilon_s$
 Si $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \rightarrow \sigma_s = f_s / \gamma_s$

* **Contrainte limite de service :** Dans L'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

- $\bar{\sigma}_s = fe$Fissuration peu nuisible (Art.A.4.5.32 BAEL 91).
- $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \}$ Fissuration préjudiciable. (Art.A.5.34 BAEL 91).
- $\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{ 0,5 f_e ; 90 \}$ Fissuration très préjudiciable. (Art.A.5.34 BAEL 91).

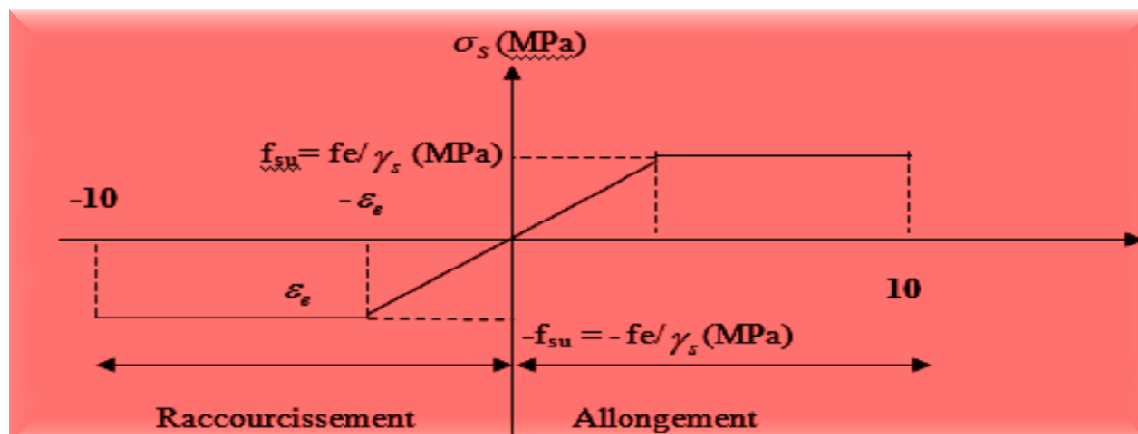


Figure 4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

❖ **Contrainte limite de cisaillement** : Elle est donnée par la formule : Art A.5.1.1/BAEL91 modifié 99).

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable } \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

❖ **Protection des armatures** :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (: Art A-7.2 /BAEL91 modifié 99).

- **5cm** : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **3cm** : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **1cm** : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

Dans notre cas on prend :

C = 3 pour les éléments exposés aux intempéries.

C = 2 pour les éléments intérieurs.

❖ **Diamètre maximal des aciers** :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\Phi_1 \leq h / 10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à : $\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_1 ; b_0 / 10)$.
tq b_0 : Largeur de l'âme.

❖ **Système de coffrage** :

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

5- PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

A- PLANCHERS :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

A-1) Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- *20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- *30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq (L_{\max} / 22.5) \dots \dots \dots (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

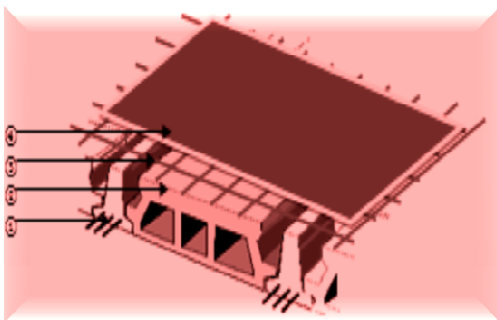
L_{\max} : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

h_t : épaisseur de la dalle.

On a : $L_{\max} = 490 - 25 = 465 \text{ cm}.$

D'où : $h_t = 465 / 22.5 = 20.66 \text{ cm}.$

→ On optera pour un plancher de hauteur **21 cm**, soit **(16 + 5) cm**.



- 1_Poutrelle
- 2_Corps creux
- 3_Treillis soudé
- 4_Dalle de compression

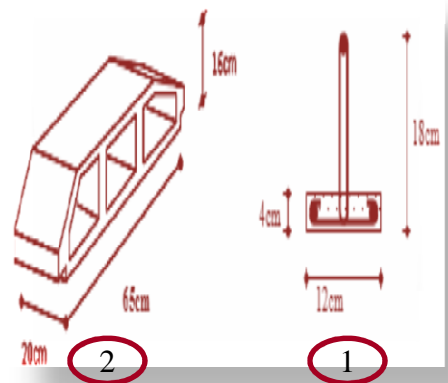


Figure 5 Coupe transversale du plancher

A-2) Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0 / 10$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$L_0 = 1.40 \text{ m}$

$e \geq 1.40 / 10 = 0.140 \text{ m} = 14 \text{ cm}$

→ On adoptera une épaisseur de **15 cm**.

B - LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ; à savoir la hauteur totale h_t et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

H : la hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

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

B-1) poutres principales : Sachant que $L_{\max} = 490 - 25 = 465 \text{ cm}$.

$$465 / 15 \leq h_t \leq 465 / 10 \text{ ce qui donne } 31 \leq h_t \leq 46.5$$

Par mesure de sécurité, on prend : **ht = 40 cm**

$$\text{Par conséquent, la largeur } b \text{ sera : } 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

→ On prend : **b = 30cm.**

B-2) poutres secondaires : Sachant que $L_{\max} = 475 - 25 = 450 \text{ cm}$.

$$L/15 = 30 \text{ cm} \quad ; \quad L/10 = 45.0 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } 30 \leq h_t \leq 45$$

Par mesure de sécurité, on prend **ht = 40 cm**

$$\text{La largeur } b \text{ sera donc : } 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

→ On prend : **b = 30 cm.**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées,

C) LES VOILES :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Selon le RPA 99 modifié 2003, Art 7.7.1 ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante: $L \geq 4 e_p$

Avec e_p : épaisseur des voiles

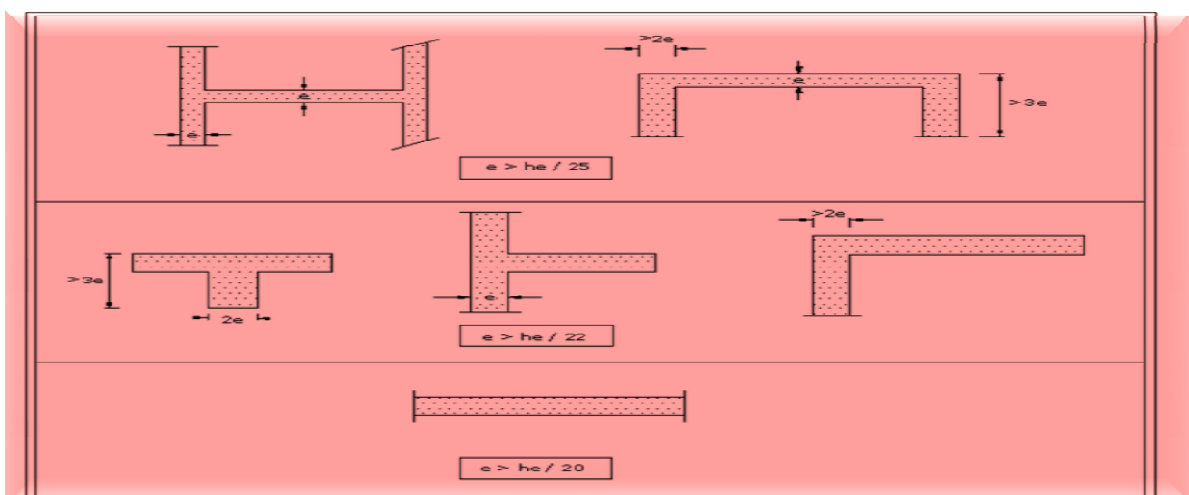
L : portée min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

Pour l' **étage courant et l'étage de service** $h_e = h_{\text{étage}} - e_{\text{dalle}} = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$, $e \geq 285 / 20 = 4.25 \text{ cm}$

Pour Le **RDC** : $h_e = h_{\text{RDC}} - e_{\text{dalle}} = 408 - 21 = 387 \text{ cm}$, donc $e \geq 386 / 20 = 19.35 \text{ cm}$

on adoptera une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.



Vérification du RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

$$L_{min} \geq 4e$$

$$L_{min} \geq 4(0.20) \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- L'ouvrage sera implanté à Tizi ouzou zone de moyenne sismicité (II_a).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.
 $e = 20 \text{ cm} \geq e_{min} = 15 \text{ cm}$ condition vérifiée

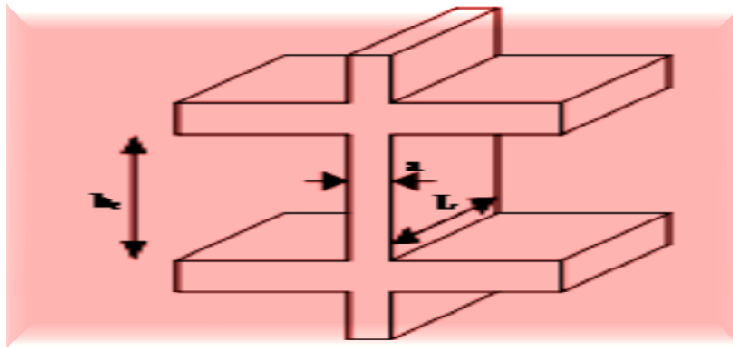


Figure 6.coupe de voile en élévation

D- LES POTEAUX :

D-1)Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée; rectangulaire ou circulaire. Ils travaillent en flexion composée, et constituent les points d'appuis pour les poutres ;

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , tel que : $N_s = G + Q$

avec : N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

Dans notre cas le poteau B₂ est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = N_s / \sigma_{bc}$

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

Selon l'article (B8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau rectangulaire de la zone II_a, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b_1, h_1) \geq h_c / 20 \\ 1/4 \leq (b_1 / h_1) \leq 4 \end{array} \right.$$

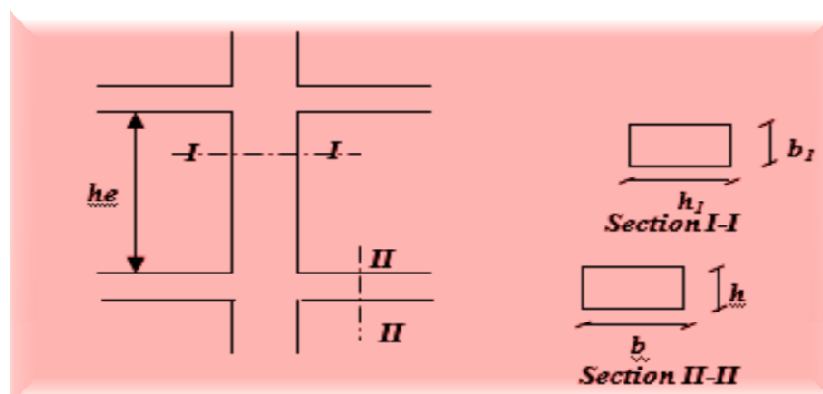


Figure 7: Coupe de poteau en élévation

D-2) Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

➤ **Charges permanentes :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2[2]** . Donc pour les surcharges d'exploitations.

▪ **Plancher en corps creux de la terrasse non accessible**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	1,00
2	Étanchéité multicouches	2	0,12
3	Forme de pente en béton	8	2,00
4	Feuille de ployage	-	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	0,16
6	Feuille de polyane	-	0.01
7	Plancher en corps creux	16+5	2,85
8	Enduit de plâtre	2	0,20
			G_{Pt1}=6.35 (KN/m²)

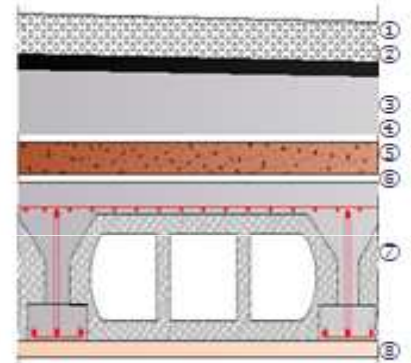


Figure 8 : Coupe verticale du plancher

• **Dalle pleine de console**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,03	0,60
3	Couche de sable	0,02	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,4
			G_{Pt2}=5.51 (KN/m²)

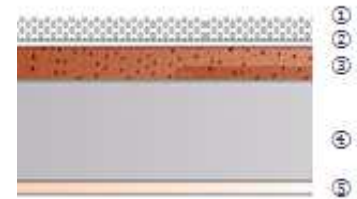


Figure 9 : Coupe verticale de la dalle pleine

• **Dalle pleine**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	0,20
3	Mortier de pose	3	0,66
4	Couche de sable	3	0,54
5	Dalle pleine en béton armé	15	3.75
6	Enduit plâtre	2	0,20
			G_{Pc1}=6.35 (KN/m²)

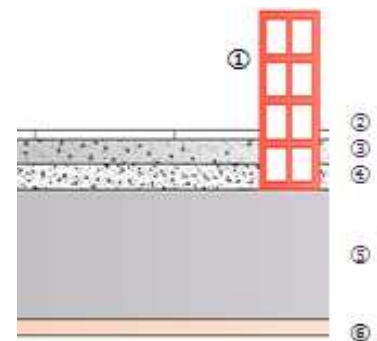


Figure 10: Coupe verticale de la dalle pleine

•Plancher en corps creux étage courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	0,20
3	Mortier de pose	3	0,66
4	Couche de sable	3	0,54
5	Plancher en corps creux	16+5	2,85
6	Enduit plâtre	2	0,20
			G_{Pci} = 5.45 (KN/m²)

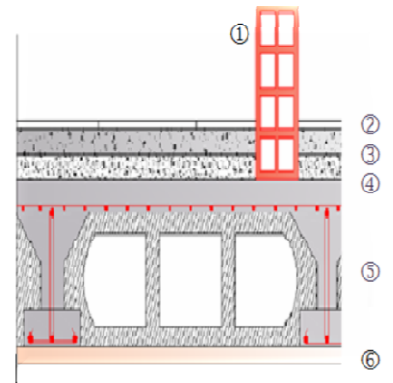


Figure 11 : Coupe vertical du plancher étage courant

•Mur intérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
1	Cloison en briques creuses 8 trous	10	0,90
2	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2x2	0,40
			G_{mi} = 1,3 KN/m²

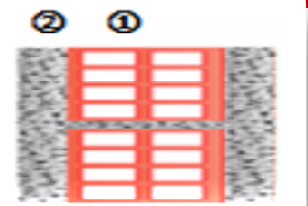


Figure 12: Mur intérieur

Remarque: La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de surface horizontale

•Mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	3	0,54
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	0,90
3	Lame d'air	5	-
4	Cloison en briques creuses 12 trous	15	1.30
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	0,20
			G_{me} = 2,94 KN/m²

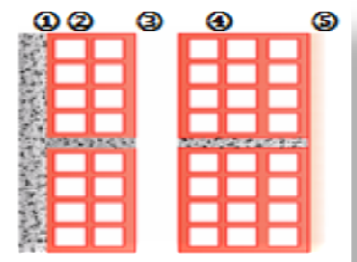


Figure 13 : Mur extérieur

Remarque: La charge du mur extérieur est par mètre carré de surface verticale.

➤ Surcharges d'exploitation

- Plancher sous sol a usage locaux..... 4 KN/m²
- Plancher étage de service 2.5 KN/m²
- Plancher étages courants a usage d'habitation 1.5 KN/m²
- Plancher terrasse non accessible 1 KN/m²
- Escalier 2.5 KN/m²
- Console 3.5 KN/m²

D- 3) La descente de charge

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations)

➤ **Surface d'influence :**

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression (**poteau E 3**)

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : E3

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_{\text{nette}} = (2,075 + 2,325) * (1,925 + 2,25) = 4,4 * 4,175 = \mathbf{18,37 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{brute}} = 4,65 * 4,425 = \mathbf{20,576 \text{ m}^2}$$

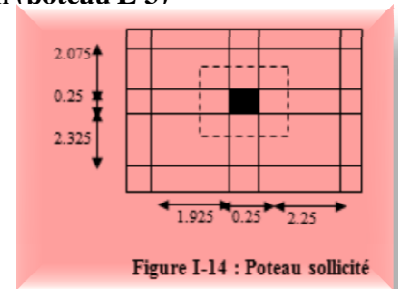


Figure I-14 : Poteau sollicité

➤ **Poids propre des éléments :**

Plancher terrasse : $PP_t = G_{pt} \times S_{\text{nette}} = 6,35 \times 18,37 = \mathbf{116,65 \text{ KN}}$

Plancher étage courant : $PP_c = G_{\text{péc}} * S_{\text{brute}} = 5,45 \times 18,37 = \mathbf{100,12 \text{ KN}}$

Poutres : Poutres principales : $PP_{pp} = 0,40 \times 0,30 \times (2,075 + 2,325) \times 25 = \mathbf{13,2 \text{ KN}}$

Poutres secondaires : $PP_{ps} = 0,40 \times 0,30 \times (2,25 + 1,925) \times 25 = \mathbf{12,525 \text{ KN}}$

$PP_{\text{poutres}} = 13,2 + 12,525 = \mathbf{25,725 \text{ KN}}$

Poteaux : Poteau du S-S et RDC : $PP_{\text{RDC}} = (0,25 \times 0,25 \times 4,08) \times 25 = \mathbf{6,375 \text{ KN}}$

Poteaux d'étage courant : $PP_{\text{étage c}} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = \mathbf{4,781 \text{ KN}}$

Principe de calcul :

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les poutres, etc...

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²). Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ Pour n = 5.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 9)

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse : $Q_0 = 1 * 20,58 = \mathbf{20,58 \text{ KN}}$

Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = 1,5 * 20,58 = \mathbf{30,87 \text{ KN}}$

Plancher étage de service : $Q_8 = Q_9 = Q_{\text{RDC}} = 2,5 \times 20,58 = \mathbf{51,45 \text{ KN}}$

Plancher S-Sol : $Q_{10} = 4 \times 20,58 = \mathbf{82,32 \text{ KN}}$

9^{ème} → $Q_0 = 1 * S_{\text{brute}} = 1 * 20,58 = \mathbf{20,58 \text{ KN}}$

8^{ème} → $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 20,58 + 30,87 = \mathbf{51,45 \text{ KN}}$

7^{ème} → $Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 20,58 + 0,95 (2 * 30,87) = \mathbf{79,233 \text{ KN}}$

6^{ème} → $Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 20,58 + 0,9 (3 * 30,87) = \mathbf{103,929 \text{ KN}}$

5^{ème} → $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 20,58 + 0,85 (4 * 30,87) = \mathbf{125,538 \text{ KN}}$

4^{ème} → $Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 20,58 + 0,80 (5 * 30,87) = \mathbf{144,06 \text{ KN}}$

3^{ème} → $Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 20,58 + 0,75 (6 * 30,87) = \mathbf{159,49 \text{ KN}}$

2^{ème} → $Q_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 20,58 + 0,71 (6 * 30,87 + 51,45) = \mathbf{188,61 \text{ KN}}$

1^{er} → $Q_8 = Q_0 + 0,68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 20,58 + 0,68 (6 * 30,87 + 2 * 51,45) = \mathbf{216,50 \text{ KN}}$

RDC → $Q_9 = Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{\text{RDC}})$
 $= 20,58 + 0,666 (6 * 30,87 + 3 * 51,45) = \mathbf{246,73 \text{ KN}}$

S-SOL → $Q_{10} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{\text{RDC}} + Q_{\text{S-SOL}})$
 $= 20,58 + 0,665 (6 * 30,87 + 3 * 51,45 + 82,32) = \mathbf{301,185 \text{ KN}}$

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

NIV	Charges permanentes [KN]					Charges permanentes [KN]		Effort normal $N_s=G+Q$ [KN]	Section du poteau [cm ²]			
	$G_{Plancher}$	G_{Pot}	G_{Poutr}	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumulée}$		$S_{trouvée} = \frac{N}{\sigma_{bc}}$	$S_{min} = \frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}}$	S_{min} limité par le RPA	$S_{adoptée}$
9	116.6	0	25.72	142.30	142.30	20.58	20.58	162.88	108.59	162.88	25 * 25 = 625	25*30
8	100.12	4.78	25.72	130.58	272.88	30.87	51.45	324.33	216.22	324.33		
7	100.12	4.78	25.72	130.60	403.48	30.87	79.23	482.72	321.81	482.72		
6	100.12	4.78	25.72	130.60	534.08	30.87	103.92	638.01	425.34	638.01		30*35
5	100.12	4.78	25.72	130.60	664.68	30.87	125.53	790.22	526.81	790.22		
4	100.12	4.78	25.72	130.60	795.29	30.87	144.06	939.35	626.23	939.35		35*40
3	100.12	4.78	25.72	130.60	925.89	30.87	159.49	1085.38	723.59	1085.38		
2	100.12	4.78	25.72	130.60	1056.49	51.45	188.61	1245.10	830.07	1245.10		
1	100.12	4.78	25.72	130.60	1187.09	51.45	216.50	1403.59	935.73	1403.59		40*45
RDC	100.12	6.37	25.72	132.20	1319.28	51.45	246.73	1566.01	1044.01	1566.01		
S-S	100.12	6.37	25.72	132.20	1451.48	82.32	301.137	1752.61	1168.41	1752.61		

Tableau 2: Récapitulatif de la descente de charge S

D-4) Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

- Min (b₁, h₁) 25 cm En zone I et II_a.
- Min (b₁, h₁) ≥ h_e/20(1)
- 1/4 < b₁/h₁ < 4.....(2)

- ✓ la 1^{ère} condition : En zone II_a le Min (b₁, h₁) 25 cm → est vérifiée
- ✓ la 2^{ème} condition : _Etage courant H=3.06m: Min (b₁, h₁) ≥ h_e/20 = 306/21 = 18 cm. → Condition vérifiée.
RDC H= 4.08m: Min (b₁, h₁) ≥ h{RDC}/20 = 408 /20 = 20.4 cm → Condition vérifiée.
- ✓ la 3^{ème} condition : 1/4 < b₁/h₁ < 4 on b₁/h₁ = 0.83; b₂/h₂ = 0.85; b₃/h₃ = 0.87 ; b₄/h₄ = 0.88
0.25 < b_i/h_i < 4 → Condition vérifiée.

Donc les conditions de RPA sont vérifiées.

D-5) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Il faut vérifier l'élancement des poteaux.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec: L_f : longueur de flambement (L_f = 0.7 L₀) ;

i : rayon de giration (i = $\sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

L₀ : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau (b x h) ;

I : moment d'inertie du poteau (I_{yy} = $\frac{hb^3}{12}$; I_{xx} = $\frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Pour le S-Sol et le RDC : **(40x45)**

$L_0 = 4.08 \text{ m}$ d'où $\lambda = 24.73 < 50 \rightarrow$ (condition vérifiée).

CONCLUSION :

Dans ce chapitre , on a

- ✓ Définit toutes les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utilisées lors de la construction, on respectant les règles de BAEL91modifié99, et du (RPA).
- ✓ Et on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les Pré dimensionnements suivant :

- ❖ les planchers : $h_t = 21\text{cm}$
- ❖ les dalles pleine (console) : $h_t = 15 \text{ cm}$
- ❖ des poutres : Poutres principales (30 x 40) cm^2
Poutres secondaires (30 x 40) cm^2
- ❖ Les voiles : $e = 20\text{cm}$
- ❖ Les poteaux : le S-Sol . le RDC et le 1^{er} étage : (40x45)
le 2^{eme} . le 3^{eme} et le 4^{eme} étage (35 x40) cm^2
le 5^{eme} . le 6^{eme} et le 7^{eme} étage(30 X 35) cm^2
le 2^{eme} . et le 9^{eme} étage (25X 30) cm^2

II: CALCUL DES ÉLÉMENTS

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99)** et le **RPA**.

1) LES PLANCHERS :

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour quatre types de planchers qui diffèrent de leurs charge d'exploitation (commerce, service, habitation et dernier étage):

1-1) Dalle de compression : La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait .
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites .
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines .

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).....[2]

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures ⊥ aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4xL}{f_e}$$

Avec L : Entre axes des poutrelles en (cm)
 A_{\perp} : cm² par mètre linéaire
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera 5T5/ml = 0.98 cm²/ ml.

B) Armatures // aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adoptera TS 5 / ml = 0.98 cm² ml.

On optera pour un treillis soudé TLE 520 (5x200x5x200)

1-2) Poutrelles : Elles sont de sections en T_e, distantes de 65 cm entre axes .Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait e deux étapes avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

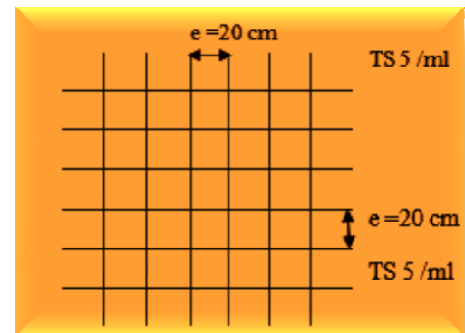


Figure 1-1 : Treillis soudés

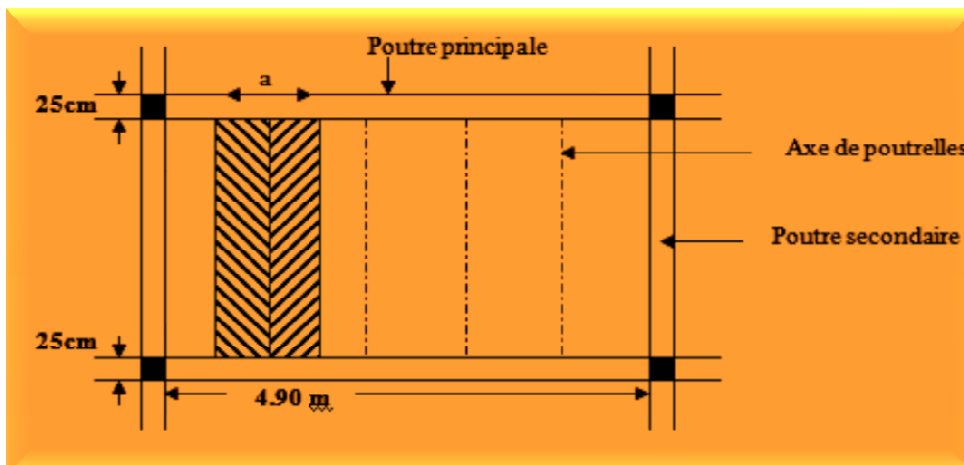


Figure 1-2: Représentation de la disposition des poutrelles

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

A) Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25.....0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95.....0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier :1.00 KN/ml.

Charge permanente : **G =0.74 KN/ML**

Charge d'exploitation : **Q=1KN/ML**

A-1) Calcul à ELU :

Nous allons faire le calcul pour la travée la plus défavorable on considérons la fissuration non préjudiciable

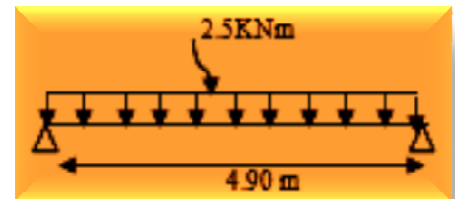


Figure 1- 3: Disposition des charges

□ **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

□ **Moment max en travée**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.90^2}{8} = 7.503 \text{ KN.ml}$$

□ **Effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u L}{8} = \frac{2.5 \times 4.90}{8} = 1.531 \text{ KN}$$

A-2) Ferrailage

Soit l'enrobage d = 2 cm et la Largeur b= 12 cm.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.25} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\text{Alors } \mu_u = \frac{7.503 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 11.007 \gg \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Section Doublement Armée}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

B) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

B-1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après : $b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10}, \frac{L' - b_0}{2} \right)$

L : longueur libre entre nus d'appuis (490 cm)

L' :longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b₀ : largeur de la poutrelle (12cm).

h₀ : épaisseur de la dalle de compression. (5cm).

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{490}{10}, \frac{65 - 12}{2} \right) = 26.5 \text{ cm}$$

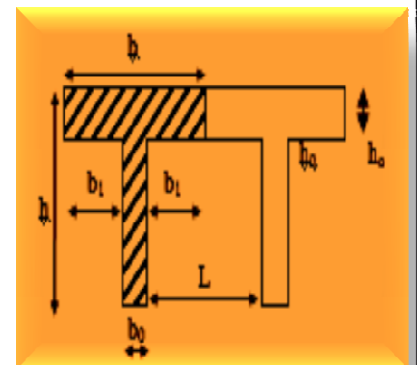


Figure 1-4: La section en T

B-2) Charges permanentes et les charges d'exploitations

- Poids propre du plancher de : $\left\{ \begin{array}{l} \text{-L'étage courantG= 5.45 x0.65 = 3.54 KN/ml} \\ \text{- La terrasse..... G= 6.35 x0.65 = 4.23 KN/ml} \end{array} \right.$
- Surcharge d'exploitation : $\left\{ \begin{array}{l} \text{- Usage d'habitationQ=1.5 x 0.65 =0.98 KN/ml} \\ \text{- Usage de commerce (RDC).....Q= 4 x 0.65 = 2.6 KN/ml} \\ \text{- Usage de serviceQ= 2.5 x 0.65 =1.63 KN/ml} \\ \text{- Terrasse.....Q= 1 x 0.65 = 0.65 KN/ml} \end{array} \right.$

B-3) Combinaison de charges :

- **Plancher usage d'habitation :**
 A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 0.98 = 6.22 \text{ KN/ml}$
 A l'ELS : $q_s = G + Q = 3,54 + 0,98 = 4,52 \text{ KN/ml}$
- **Plancher à usage commercial RDC:**
 A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 2.6 = 8.68 \text{ KN/ml}$
 A l'ELS : $q_s = G + Q = 3,54 + 2.6 = 6,14 \text{ KN/ml}$
- **Plancher à usage de service :**
 A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 1.63 = 7.23 \text{ KN/ml}$
 A l'ELS : $q_s = G + Q = 3,54 + 1,63 = 5,17 \text{ KN/ml}$
- **Plancher terrasse :**
 A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.23 + 1.5 \times 0.65 = 6.69 \text{ KN/ml}$
 A l'ELS : $q_s = G + Q = 4.23 + 0,65 = 4.88 \text{ KN/ml}$

1-3) Etude du Plancher à usage commercial RDC:

1-3 -A) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- _ Méthode forfaitaire
- _ Méthode des 3 moments
- _ Méthode de Caquot

❖ **Méthode forfaitaire**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Les conditions d'application

- La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2
 $Q \leq (2G, 5 \text{ KN})$
 $2G = 2 \times 2.6 = 5.2$
 $Q \leq (5.2G, 5 \text{ KN}) \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable. \rightarrow **La condition est vérifiée.**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.50}{4.45} = 1.01, \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{4.45}{3.47} = 1.28, \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.47}{4.10} = 0.84, 1 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

❖ **Méthode des trois moments**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur $L=0$. cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

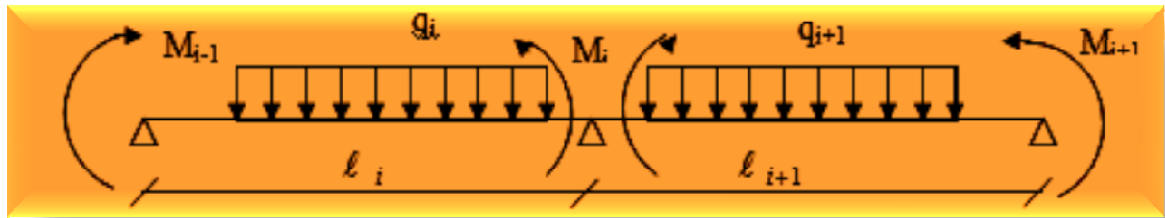


Figure 1-5: Diagramme des moments

o **Règles de la méthode**

- **Moments aux appuis :** $M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i \cdot (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left(\frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$
- **Moments en travée :** $M(x) = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_i \cdot \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + \frac{M_{i+1} \cdot x}{L_i}$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est : $x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_i}$

Remarque: La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

- **Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante $T(x) = q \cdot \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Remarque Vu la différence des surcharges entre le S-Sol et le RDC ($Q = 4 \text{ KN/ML}$) et les étages courants ($Q = 1.5 \text{ KN/ML}$), on effectuera le calcul le plus défavorable. Donc pour le **Plancher Sous sol** On aura alors 1 type de poutrelles à étudier

- **Combinaison de charge a l'ELU :** $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.68 \text{ KN/ml}$

o **Calcul des Moments et les efforts tranchants**

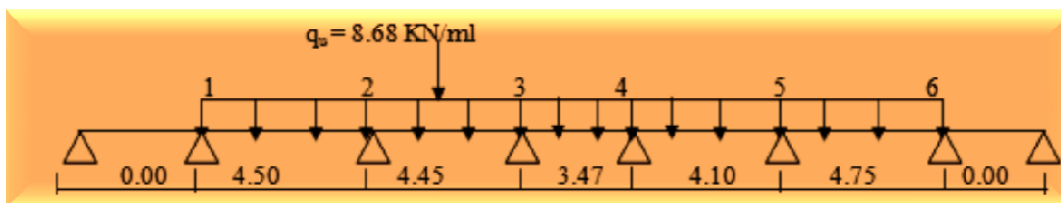


Figure :1.6: Diagramme des charges sur les poutrelles

- **Moments sur appuis**

Pour $i=1$ $9M_1 + 4.5M_2 = -197.74 \text{ KN.m}$

Pour $i=2$ $4.5M_1 + 17.9M_2 + 4.45M_3 = -388.96 \text{ KN.m}$

Pour $i=3$ $4.45M_2 + 15.84M_3 + 3.47M_4 = -281.89 \text{ KN.m}$

Pour $i=4$ $3.47M_3 + 15.1M_4 + 4.10M_5 = -240.22 \text{ KN.m}$

Pour $i=5$ $4.1M_4 + 17.7 M_5 + 4.75 M_6 = -382.12 \text{ KN.m}$

Pour $i=6$ $4.75M_5 + 9.5 M_6 = -232.56 \text{ KN.m}$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$M_1 = -14.35 \text{ KN.m}$,

$M_2 = -15.24 \text{ KN.m}$,

$M_3 = -11.49 \text{ KN.m}$,

$M_4 = -9.23 \text{ KN.m}$,

$M_5 = -14.89 \text{ KN.m}$,

$M_6 = -17.04 \text{ KN.m}$

• Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	Abscisse M_{max} (m)	Valeur de M_{max} (kn.m)
1-2	4.50	2.23	7.18
2-3	4.45	2.32	8.16
3-4	3.47	1.81	2.73
4-5	4.10	1.89	6.29
5-6	4.75	2.32	8.53

Tableau 1-1: Les moments en travée à l'ELU

-En majorant les moments en travée de 1/3 et en minorant les moments aux appuis de 1/3 on obtient les diagrammes suivants

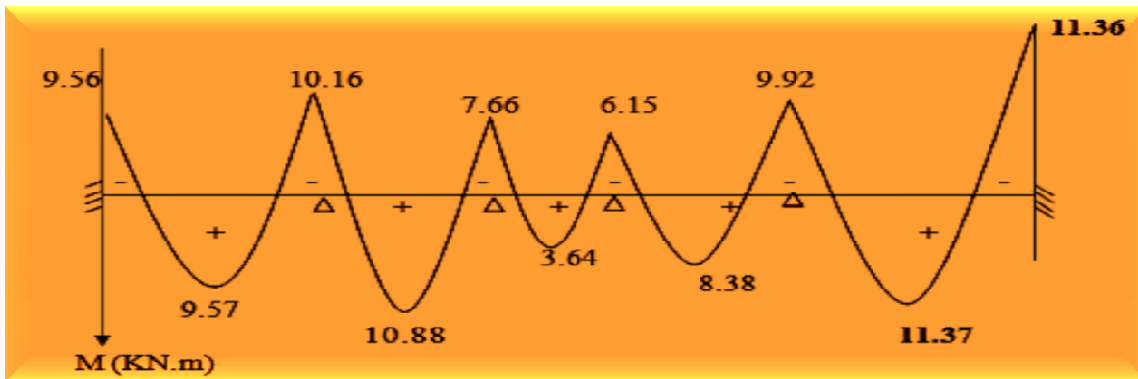


Figure 1-7: Diagramme des moments en travée à l'ELU

• Calcul des efforts tranchant

$$T(x) = q \cdot \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Pour $x = i \rightarrow T(i) = \frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour $x = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = -\frac{q L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour $i = 1 \rightarrow T(e) = \frac{8.68 \times 4.50}{2} + \frac{(-10.16 + 9.56)}{4.50} = 19.53 - 1.33 = 18.20 \rightarrow T(w) = -19.53 - 1.33 = -20.86$

Pour $i = 2 \rightarrow T(e) = \frac{8.68 \times 4.45}{2} + \frac{(-7.66 + 10.16)}{4.45} = 19.31 + 0.56 = 19.87 \rightarrow T(w) = -19.31 + 0.56 = -18.75$

Pour $i = 3 \rightarrow T(e) = \frac{8.68 \times 3.47}{2} + \frac{(-6.15 + 7.66)}{3.47} = 15.06 + 0.43 = 15.49 \rightarrow T(w) = -15.06 + 0.43 = -14.63$

Pour $i = 4 \rightarrow T(e) = \frac{8.68 \times 4.10}{2} + \frac{(-9.92 + 6.15)}{4.10} = 17.79 - 0.92 = 16.87 \rightarrow T(w) = -17.79 - 0.92 = -18.71$

Pour $i = 5 \rightarrow T(e) = \frac{8.68 \times 4.75}{2} + \frac{(-11.36 + 9.92)}{4.75} = 20.61 - 0.31 = 20.30 \rightarrow T(w) = -20.61 - 0.31 = -20.92$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (KN.M)	9.56	10.16	7.66	6.15	9.92
M_e (KN.M)	10.16	7.66	6.15	9.92	11.36
T_e (KN)	18.20	19.87	15.49	16.87	20.30
T_w (KN)	-20.86	-18.75	-14.63	-18.71	-20.92

Tableau 1-2: Les efforts tranchants en travée à l'ELU

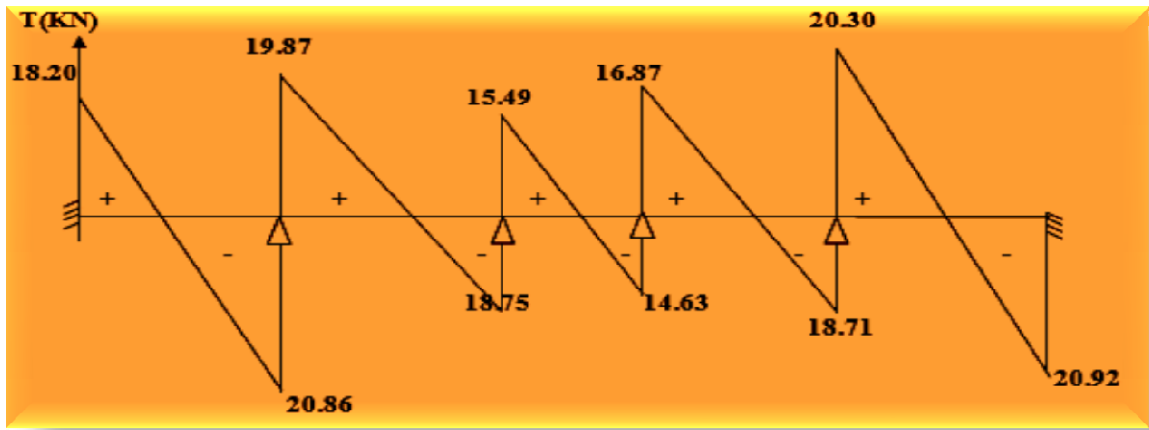


Figure 1.8 : Diagramme des efforts tranchants

1-3 -B) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

$M_a^{max} = 11,36 \text{ KN.m}$

❖ En travée

Le moment max en travée est $M_t^{max} = 11.37 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre

Si : $M_t^{max} > M_{tab} \rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Si : $M_t^{max} < M_{tab} \rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_o \times d \times h_o = \frac{14.2 \times 100 \times 65 \times 4 \times 18 \times 4}{2} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{max} < M_{tab} \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (65x21).

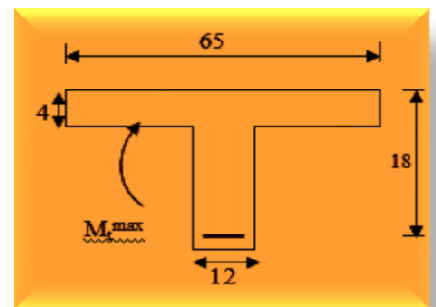
$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.37 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.038$$

$\mu = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section Simplement Armée

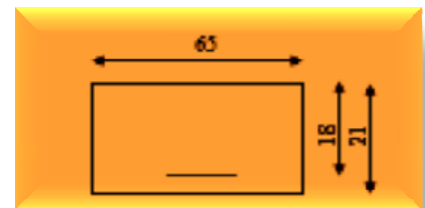
$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.37 \times 10^5}{0.981 \times 18 \times 348 \times 100} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA10 = 2.36 cm².



Figures 1-9 Calcul des armatures longitudinales



Figures 1-10 : Disposition des armatures

❖ Aux appuis

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.

Le moment max aux appuis est : $M_a^{max} = 17.04 \text{ KN.m}$

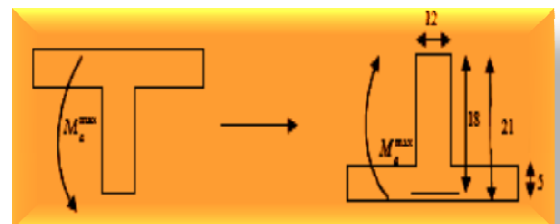
$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.36 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.206$$

$\mu = 0.206 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section Simplement Armée

$\mu = 0.206 \rightarrow \beta = 0.883$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.36 \times 10^5}{0.883 \times 18 \times 348 \times 100} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 HA12 = 2.26 cm².



Figures 1-11 : Les moments aux niveaux es appuis

1-3 -C) Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

on doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c}$

En travée $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

$A_{ad} = 2.36 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \dots \rightarrow$ condition vérifiée

Aux appuis $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$

$A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \tau_u$

Calcul de τ_u

Pour les fissurations non préjudiciables $\tau_u = \min \{ (0.2 f_{c28} / \gamma_B ; 5 \text{ Mpa}) \} \rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$

$T_{max} = 20.30 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{20.30 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.93 \text{ Mpa}$

$\tau_u \leq \tau_u \dots \rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Contrainte d'adhérence et Entrainement des barres (Art.A.6.1,3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \tau_{se}$

$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa. (pour les aciers H.A on a } \alpha = 1.5 \text{)}$

$\sum U_i$ Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 2 \times 3.14 \times 1.2 = 7.536 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{34.47 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 2.82 \text{ Mpa}$

$\tau_{se} < \tau_{se} \rightarrow$ Pas de risque d'entrainement des barres..... \rightarrow Condition vérifiée

➤ **Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$L_s = \frac{\Phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$

$L_s = \frac{\Phi \times 400}{4 \times 2.835} = 1.2 \times 35.27 = 42.328 \text{ cm}$

On prend $L_s = 45 \text{ cm.}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A

$\rightarrow L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}} = \frac{20.30 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.58 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ adoptée}} = 2.36 \text{ cm}^2$

$A_{st\text{ adopté}} \geq A_{st\text{ min à ancrer}}$ donc Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes
 → Condition vérifiée

Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à 0,9, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal

$$\text{à : } T_u^{\max} = \frac{M_{\max}}{0.9d}$$

$$M_{\max}^a = 11.36 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_{\max} = 0.9d \times T_u^{\max} = 0.9 \times 180 \times 20.30 \times 10^3 = 3.29 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$M_{\max}^a \geq 0.9 d \times T_u^{\max}$ → Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

$$T_u^{\max} = 34.47 \text{ KN}$$

$$T_u \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b_0}{\gamma_b}$$

Avec : $a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 16.2 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$T_u^{\max} < T_u$ → condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure:**

(Art. A.5.3,2 /BAEL91): On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{(b-b_0) T_u}{1.8bdh_0} \leq \tau_u$

Pour les fissurations non préjudiciables : $\tau_u = \min \{0.2 f_{ct}, 5 \text{ Mpa}\} = \min \{3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}\} = 3.33 \text{ Mpa}$

$$T_u = 20.30 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{(b - b_0) T_u}{1.8 b d h_0} = \frac{(650-120) \times 20.30 \times 10^3}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1.28 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \tau_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires..... → condition vérifiée

1-3 -D) Calcul des armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1^{\max}, \frac{b_0}{10} \right)$$

Φ_1^{\max} diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \rightarrow \Phi_t = 5.71 \text{ mm soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On opte pour un étrier en HA 8 ; Donc : $A_t = 2 \text{ HA } 8 = 1 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22/BAEL91)**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{t\text{ adopté}} > \frac{0.4b \Phi_{st}}{f_e}$$

$$A_{t\text{ adopté}} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 12 \times 10}{235} = 0.204 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ → Condition vérifiée

➤ Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t1} \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nus de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times 0.9f_c}{(\tau_u - 0.3 f_{t28})b_o \gamma_s}$$

$$S_{t2} = \frac{1.0 \times 0.9 \times 235}{(1.28 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 12} = 23.58 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}) = \min (16,2\text{cm} ; 23.58 \text{ cm})=16.20\text{cm}$.

On opte pour $S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$

→ Nous adopterons 1 étrier en HA 8 tous le 15 cm.

1-3 -E) Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

➤ Combinaison de charge a l'ELS

$$q_s = G + Q = 3.53 + 2,6 = 6.14 \text{ KN/ML}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.14}{8.68} = 0.71$$

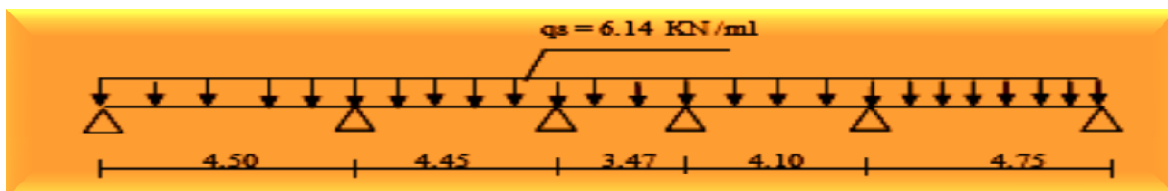


Figure 1-12 : Diagramme des moments à l'ELS

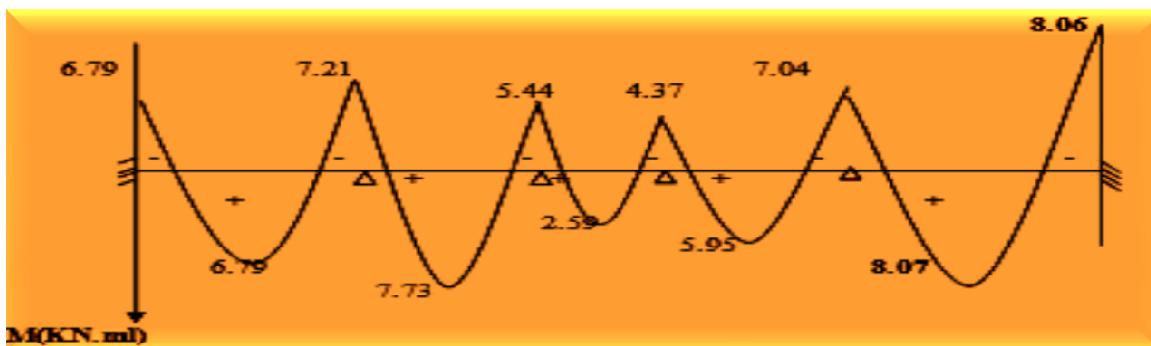


Figure 1-13: Diagramme de chargement d'une poutrelle

➤ Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

❖ En travée

La contrainte dans l'acier : On doit donc s'assurer que $\overline{\sigma_s} < \sigma_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{2.36 \times 100}{12 \times 18} = 1.093 \rightarrow k_1 = 19.72 \text{ et } \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_s} = \frac{8.07 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 236} = 221.93 \text{ Mpa}$$

→ $\sigma_s = 221.93 \text{ Mpa} < \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{221.93}{20.03} = 11.52 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 11.08 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 0.010 \rightarrow K_1 = 262.8 \text{ et } \beta_1 = 0.982$$

la contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{8.06 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 2.26} = 201.76 \text{ Mpa}$

→ $\sigma_s = 201.76 \text{ Mpa} < \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{201.76}{262.8} = 0.76 \text{ Mpa}$

→ $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots$ Condition vérifiée.

➤ Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

avec → h : hauteur total (21 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=4.75m)

M_t : moment max en travée (M_t = 8.07 KNm)

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{475} = 0.0442 \leq \frac{1}{22.5} = 0.0444 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.}$$

f : La flèche admissible.

$$f = \frac{1}{10} \frac{M_t^s \times L^2}{E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm} = 9.5 \text{ mm}$$

E_v : module de déformation différée

I_{fv} : moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

y_1 : position de l'axe neutre

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{ Mpa}$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{(b_0 h^2/2) + (b-b_0) \cdot (h_0^2/3) + 15 A_t d}{b_0(h-h_0) + b h_0 + n A_t}$$

B_0 : aire de la section homogène

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

A_t : section des armatures tendues

$$y_1 = \frac{(12 \times 21^2/2) + (65-12) \times (5^2/3) + 15 \times 2.26 \times 18}{12 \times (21-5) + 65 \times 5 + 15 \times 2.26} = 11.56 \text{ cm}$$

$$y_2 = 21 - 11.56 = 9.44$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + \frac{15 (A_s (h-c)^2 + A_s' (h-c'))}{2}$$

Dans notre cas $A_s' = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 21^3}{12} + 15 \times \frac{2.26 \times (21-5)^2}{2} = 51\,189.225 \text{ cm}^4$$

Calculons ρ le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.010$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta \cdot d \cdot A_t} = 201.76 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 b_0) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.010} = 1.64$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} = \max \{ 0.638, 0 \} = 0.638$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 51\,189.225}{1 + 1.64 \times 0.638} = 2\,7516.78 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{8.07 \times 10^6 \times 4750^2}{10 \times 10818.865 \times 27516.78 \times 10^4} = 6.116 \text{ mm}$$

$f = 6.116 \text{ mm} \leq f = 9.5 \text{ mm}$ → condition de la flèche est vérifiée
les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Résumé 1 :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du RDC seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

3HA10 pour le lit inférieur.

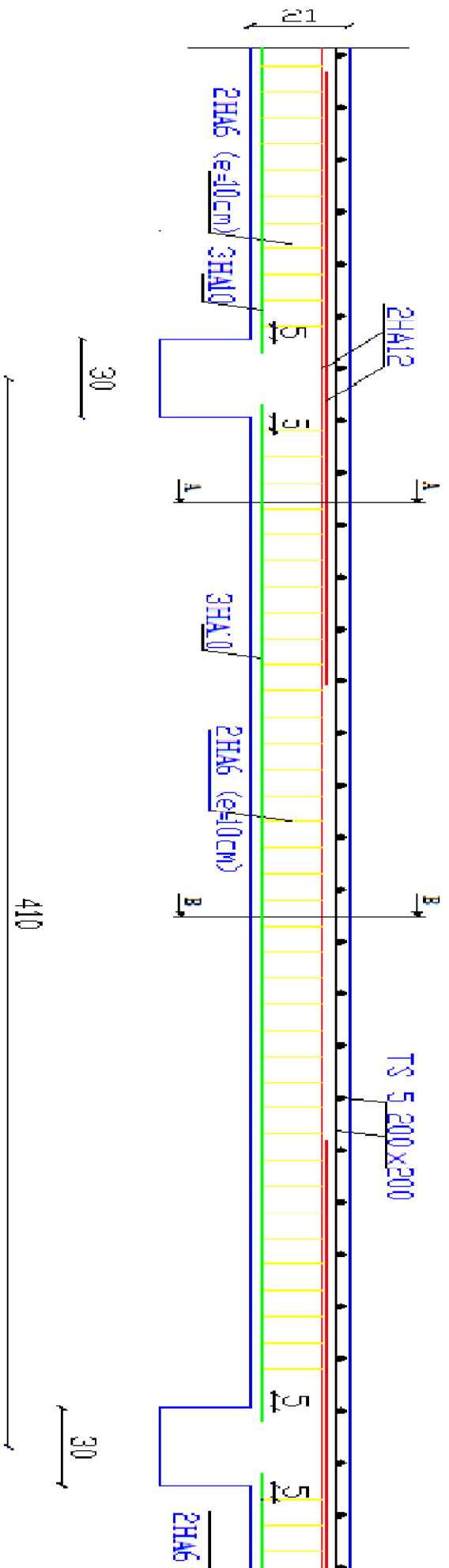
le lit supérieur _ une barre de montage en HA 12 pour

_ 2 HA 12 en chapeau au niveau des appuis .

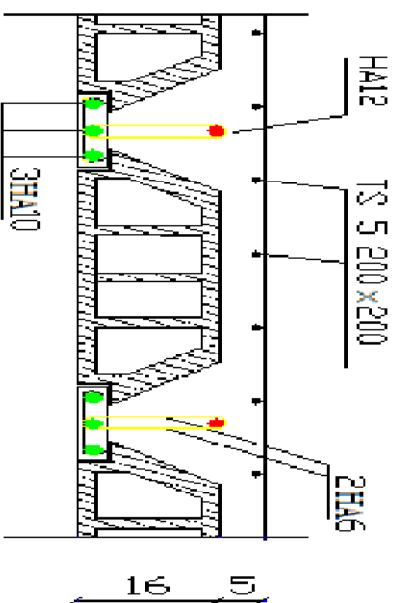
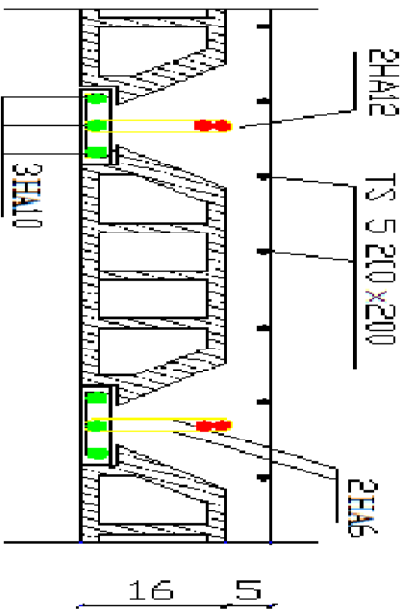
Armatures transversales.

2 étriers en HA 6 tous le 10 cm

Coupe Transversale



Coupes Verticales



2 - LES ESCALIERS :

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

2-1) Terminologie :

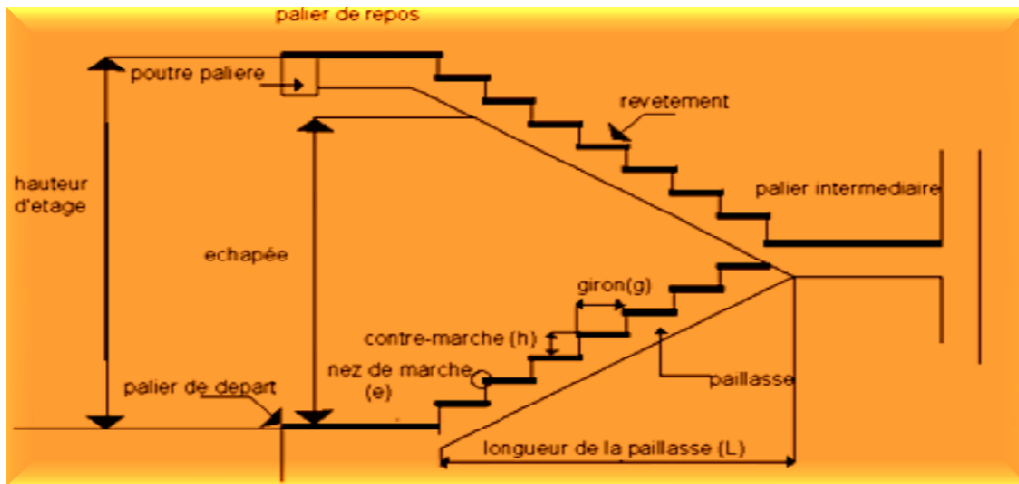


Figure 2-1: Coupe verticale d'un escalier.

La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }66$.

Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

2-2) -Pré dimensionnement de l'escalier d'étage de service :

Notre étage courant comporte deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

➤ **Calcul du nombre de contre marches :**

$$13\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm} \quad \text{On prend } h \text{ égal à } 17\text{ cm}$$

$$n = (H/2) / h = (306 / 2) / 17 = 9 \text{ contre marches.}$$

➤ **Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

➤ **Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = (H/2) / n = (306 / 2) / 8 = 17 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = L_1 / n - 1 = 240 / 8 = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14,5 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad \text{donc On a } h = 17 \text{ cm}$$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées

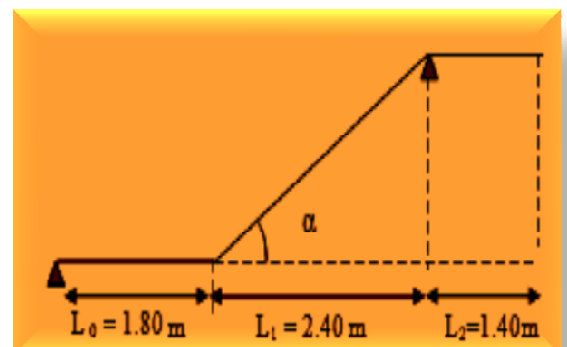


Figure 2-2: Schéma de l'escalier

L_0 : longueur du palier de départ

L_1 : longueur projetée de la volée

➤ Calcul de la paillasse :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis. L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$L' / 30 \leq e_p \leq L' / 20 \text{ Avec } L' \text{ longueur totale entre nus des appuis.}$$

$$L = L_1 / \cos \alpha$$

$$\operatorname{tg} \alpha = (H/2) / L_1 = 153 / 240 = 0.6375 \text{ d'ou } \alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} 0.6375 = 32.52^\circ$$

$$\text{Donc } L = (240 / \cos 32.52) = 414.62 \text{ cm.}$$

$$L' = L_0 + L_1 = 180 + 240 = 420 \text{ cm}$$

$$420 / 30 \leq e_p \leq 420 / 20 \rightarrow 14 \leq e_p \leq 21$$

Soit $e_p = 20\text{cm}$.

➤ Calcul du palier :

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm}$.

2-3) Calcul du ferrailage de l'escalier :

2-3-1) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

A - Charges et surcharges : la Surcharge d'exploitation : selon le (DTR c2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation, $Q = 2.5\text{K/m}$

➤ **Le palier:**

Poids propre de la dalle..... $25 \times 0.20 \times 1.00 = 5 \text{ [KN/m]}$

Revêtement $= 1.44 \text{ [KN/m]}$

$$G_{\text{palier}} = 6.44 \text{ [KN/m]}$$

➤ **La paillasse :**

Poids propre de la paillasse..... $25 \times e_p / \operatorname{Cos} \alpha = 25 \times 0.2 / \cos 32.52^\circ = 5.93 \text{ [KN/m]}$

Poids propre des marches..... $25 \times e_p / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125 \text{ [KN/m]}$

Carrelage..... $22 \times 0.02 \times 1.00 = 0.44 \text{ [KN/m]}$

Mortier de pose..... $20 \times 0.03 \times 1.00 = 0.6 \text{ [KN/m]}$

Couche de sable..... $18 \times 0.03 \times 1.00 = 0.54 \text{ [KN/m]}$

Enduit de ciment..... $10 \times 0.02 \times 1.00 = 0.2 \text{ [KN/m]}$

Poids propre du garde corps..... $= 0.2 \text{ [KN/m]}$

$$G_{\text{paillasse}} = 10.04 \text{ [KN/m]}$$

B - Combinaisons de charges :

La charge concentrée à L'ELU : $P_U = 1.35 \times \gamma_m e_m H_m 1\text{m} = 1,35 \times 2,94 \times 0.3 \times 2.94 \times 1,00 = 3.5 \text{ KN/ml}$.

La charge concentrée à L'ELS : $P_s = \gamma_m e_m H_m 1\text{m} = 2,94 \times 0.3 \times 2.94 \times 1,00 = 2.59 \text{ KN/ml}$.

	ELU := (1.35G+1.5 x1m) [KN/ml]	ELS := (G+1m) [KN/ml]
Palier	$q_u^{\text{palier}} = (1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 12.45$	$q_s^{\text{palier}} = (6.44 + 2.5) \times 1\text{m} = 8.94$
paillasse	$q_u^{\text{paillasse}} = (1.35 \times 10.04 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 17.31$	$q_s^{\text{paillasse}} = (10.04 + 2.5) \times 1\text{m} = 12.54$

Tableau 2-1: Combinaisons de charges

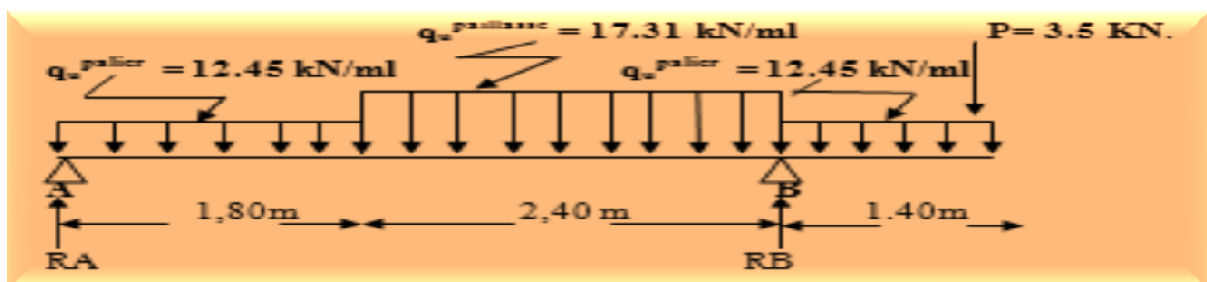


Figure 2-3 : Schéma statique de calcul

2-3-2) Calcul à l'ELU

A) Calcul des efforts et des moments :

Calcul des réactions d'appuis $\sum F=0$

$$R_A + R_B = 17.31 \times 2.40 + 12.45 \times 1.80 + 12.45 \times 1.4 + 3.5 = 84.88 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 12.45x(1.80)^2/2 + 17.31 \times (2.40) \times (3.00) - R_B \times (4.20) + 12.45x(1.4) \times 4.9 + 3.5 \times 5.6 = 0$$

$$\rightarrow R_B = 59.47 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 84.88 - R_B = 25.40 \text{ KN} \rightarrow R_A = 25.41 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

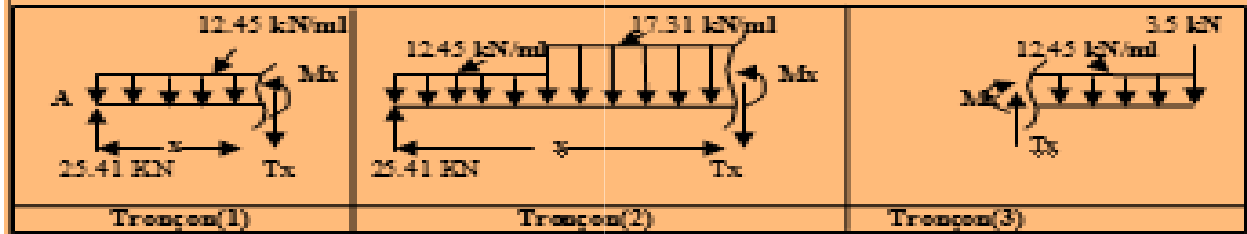


Figure 2-4 : Schéma statique de calcul

❖ Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
(1) 0 ≤ x ≤ 1.8 m	T(x) = -12,45 (x) + 25.41	0	+25.41
		1.8	+3
(2) 1.8 ≤ x ≤ 4.2 m	T(x) = -17,31(x-1,8) - 12,45.1,8 + 25.41	1.8	+3
		4.2	-38.54
(3) 0 ≤ x ≤ 1.4 m	T(x) = 12,45 (x) + 3.5	0	3.5
		1,4	20.93

Tableau 2-2: Les efforts tranchants

❖ Moments fléchissant :

Tronçons	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
(1) 0 ≤ x ≤ 1.8 m	M(x) = -12,45 x (x) / 2 + 25.41 (x)	0	0
		1.8	25.6
(2) 1.8 ≤ x ≤ 4.2 m	M(x) = -17,31(x-1,8)² / 2 - 12,45.1,8.(x-1,8) / 2 + 25.41(x)	1.8	25.6
		4.2	-17.1
(3) 0 ≤ x ≤ 1.4 m	M(x) = -12,45 x (x) / 2 - 3.5(x)	0	0
		1.4	-17.1

Tableau 2-3: Les moments fléchissant

- Le moment max : $T(x) = 17,31(x-1,8) + 12,45.1,8 - 25.41 = 0 \rightarrow x = 1.98 \text{ m}$
Pour $x = 1.98 \text{ m}$ on a $M(1.98) = 25.83 \text{ KN m}$
- Les moments aux appuis et en travées: seront affectés des coefficients 0.3 et 0.85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

Remarque : Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{\text{appuis B}} = -17.08 - 7.75 = -24.83 \text{ KN.m}$$

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	(-0.3) x 25.83	-7.75
Moment en travée [M_t]	(0.85) x 25.83	21.95

Tableau 2-4: Les moments aux appuis et en travées

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:

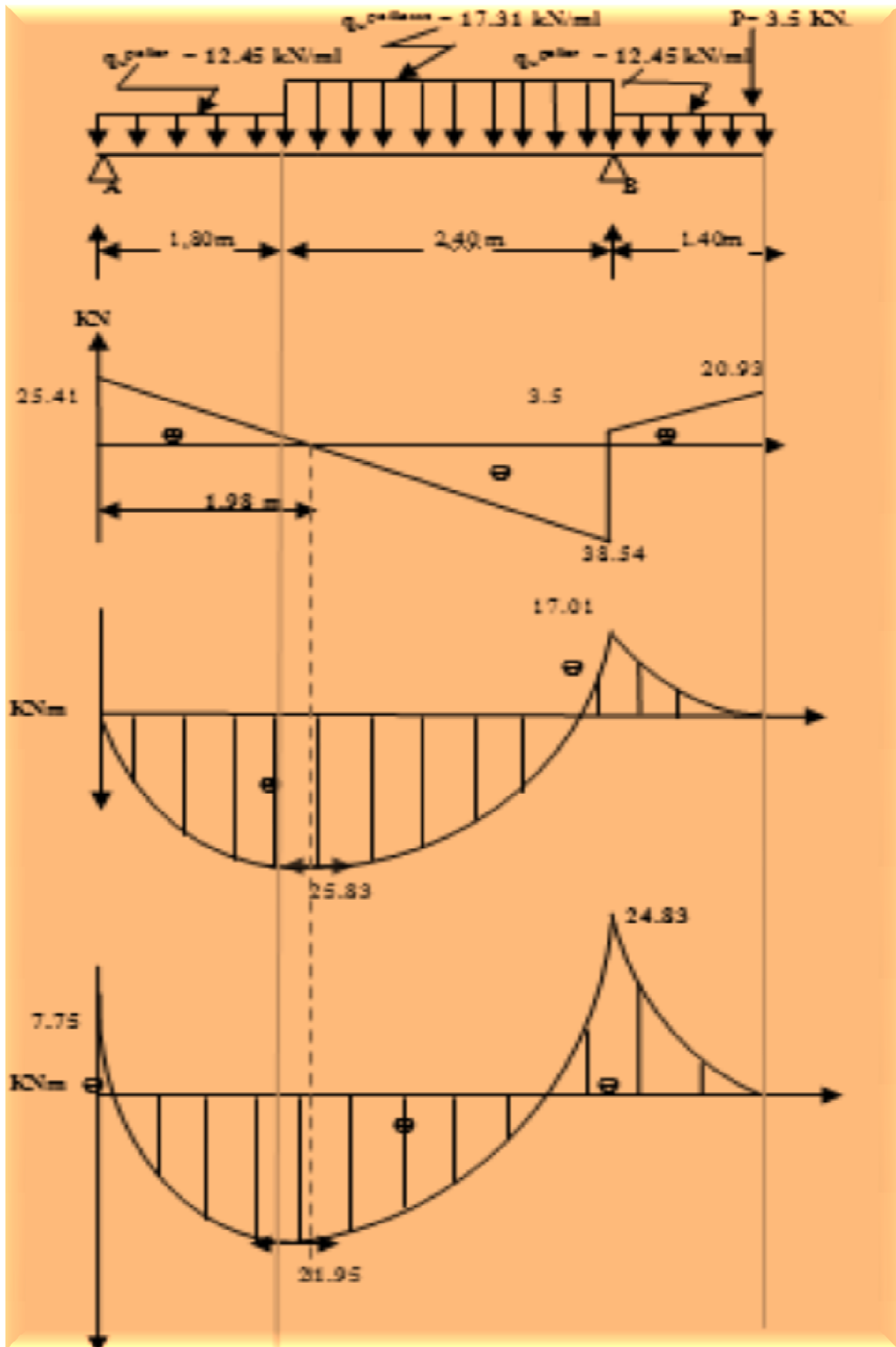


Figure 2-5: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

B) Ferrailage:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

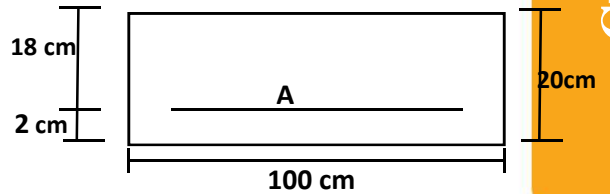
➤ **Aux appuis:** $M_{ua} = -24.83$ KNm , $d = 18$ cm, $c = 2$ cm, $b = 100$ cm

a-Armatures principales :

$$\mu_b \equiv \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.83 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.054 \leq 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.054 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s} = \frac{24.83 \times 10^3}{0.972 \times 18 \times 348} = 4.08 \text{ cm}^2$$



Soit $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 205$ cm

b-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit $4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25$ cm

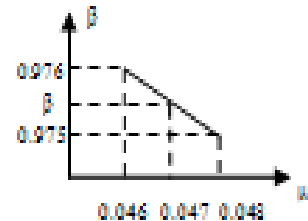
➤ **En travée :** $M_u^t = 21.95$ KN m

a -Armatures principales :

$$\mu_b \equiv \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.95 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.047 \leq 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

Calcul de β par interpolation

$$\frac{\beta - 0.975}{0.976 - 0.975} = \frac{0.048 - 0.047}{0.048 - 0.046} \text{ alors } \beta = 0.9755$$



$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{21.95 \times 10^3}{0.9755 \times 18 \times 348} = 3.59 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25$ cm

b-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit $4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25$ cm

C) Vérification à l'ELU :

➤ **Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures principales $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} \\ S_t = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$
- Armatures de répartition $\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} \\ S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition : $A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 4HA 12 = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- En travée : $A_t = 4HA 12 = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

➤ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1,21/ BAEL 91) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables : $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$

$\tau_u = \min \{ 3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$

$T_{max} = 34.47 \text{ KN}$.

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{38.54 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.214 \text{ Mpa}$

$\tau_u \leq \tau_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.....condition vérifiée

➤ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1,3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$

$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$. (pour les aciers H.A on a =1.5).

$\sum U_i$ Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{38.54 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 1.513 \text{ Mpa}$

$\tau_{se} < \tau_{se} \rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres.....Condition vérifiée

➤ **Longueur du scellement droit (Art A.6.1,22 / BAEL91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$L_s = \frac{\Phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$.

$L_s = \Phi \times 400 / (4 \times 2.835) = 35.27 \Phi \text{ cm}$

Pour $\Phi = 1.0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.0 = 35.27 \text{ cm}$

Pour $\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale 0.4 Ls pour les aciers HA:

$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$

$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm}$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1,313 / BAEL91 modifié 99) :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{b \times 0.9 d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$\sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{b \times 0.9 d} = \frac{2 \times 38.54 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.475 \text{ Mpa}$

$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{b \times 0.9 d} \leq \frac{0.8 f_{c82}}{\gamma_b}$ Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

$T_u^{max} = 38.54 \text{ KN}$

$T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$

Avec : $a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 16.2 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ KN}$

$T_u^{max} < T_u$ condition vérifiée

Le moment max correspond à $T(x) = -12.54(x-1,8) - 8.94 \cdot 1,8 + 18.29 = 0 \rightarrow x = 1.98 \text{ m}$

Pour $x = 1.98 \text{ m}$ on a $M(1.98) = 18.64 \text{ KN} \cdot \text{M}$

❖ Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.3 et 0.85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

Moment aux appuis $[M_{as}] = (-0.3) \times 18.64 = -5.59 \text{ KNm}$

Moment en travée $[M_{ts}] = (0.85) \times 18.64 = 15.85 \text{ KNm}$

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:

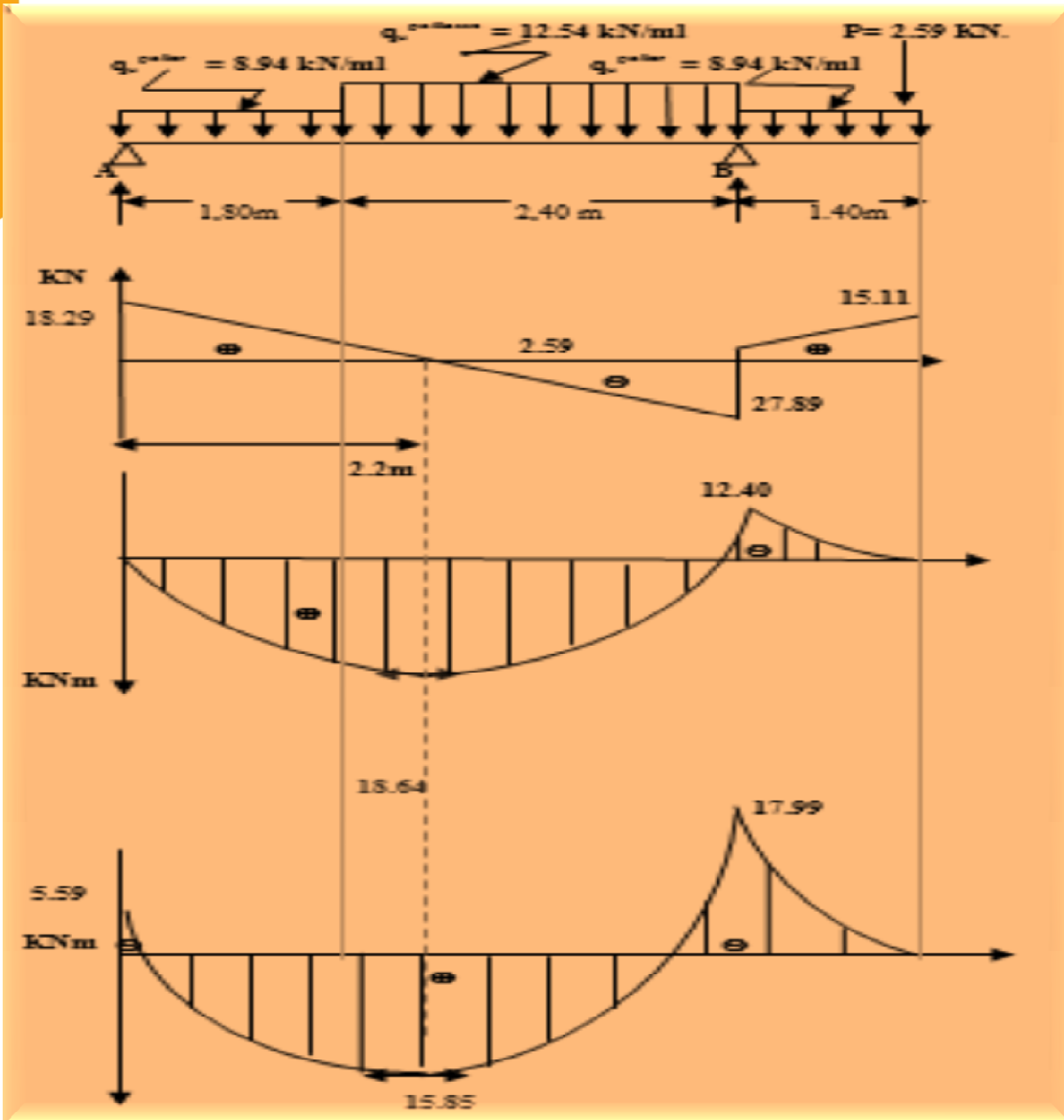


Figure :2-8: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:

B) Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ Etat limite de résistance de béton à la compression (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

La contrainte de compression est limitée à : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

❖ **En travée :**

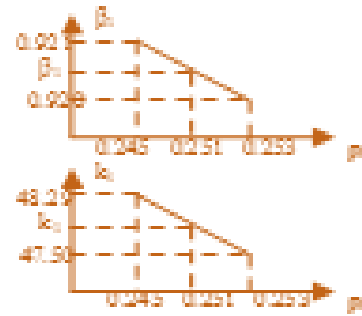
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

Calcul de β_1 par interpolation

$$\frac{\beta_1 - 0.920}{0.921 - 0.920} = \frac{0.253 - 0.251}{0.253 - 0.245} \rightarrow \beta_1 = 0.92025$$

Calcul de k_1 par interpolation

$$\frac{k_1 - 47.50}{48.29 - 47.50} = \frac{0.253 - 0.251}{0.253 - 0.245} \rightarrow k_1 = 47.69$$



❑ **La contrainte dans les aciers** est : $\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{15.85 \times 10^3}{0.92025 \times 18 \times 4.52} = 211.269 \text{ Mpa}$
 $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

❑ **La contrainte dans le béton** est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{211.269}{47.69} = 4.43 \text{ Mpa}$
 $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

on calcule K_1 et β_1 par interpolation

$$\rightarrow K_1 = 47.69 \text{ et } \beta_1 = 0.92025$$

❑ **la contrainte dans les aciers** est : $\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{17.99 \times 10^3}{0.92025 \times 18 \times 4.52} = 240.28 \text{ Mpa}$
 $\rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

❑ **La contrainte dans le béton** est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{240.28}{47.69} = 5.04 \text{ Mpa}$
 $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91/ARTB.6.5.2)**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

avec $\rightarrow h$: hauteur total (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis ($L=4.2\text{m}$)

M_t : moment max en travée ($M_t = 21.95 \text{ KNm}$)

M_0 : moment max de la travée isostatique ($M_0 = 24.83 \text{ KNm}$)

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$ La condition **n'est pas vérifiée**, donc le calcul de la flèche s'impose.

\bar{f} : La flèche admissible.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} \times L^4}{E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

E_v : module de déformation différée

I_{fv} : moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

V_1 : position de l'axe neutre

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{ Mpa}$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{(bh^2/2) + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

A_t : section des armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 21 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 21^2 / 2) + (15 \times 4.52 \times 19)}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t x (V_2 - C)^2$$

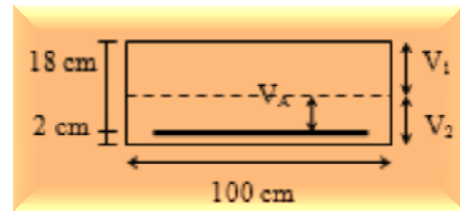
$$I_0 = \frac{100}{3} (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 \times 7.74^2 = 70\,863.60 \text{ cm}^4$$

Calculons ρ le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$q_s^{\max} = \max(12.54, 8.94) = 12.54 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.54 \times 4.20^4 \times 10^3}{10819 \times 70\,863.60 \times 10^{-2}} = 0.00 \text{ m}$$

$$f = 5.62 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



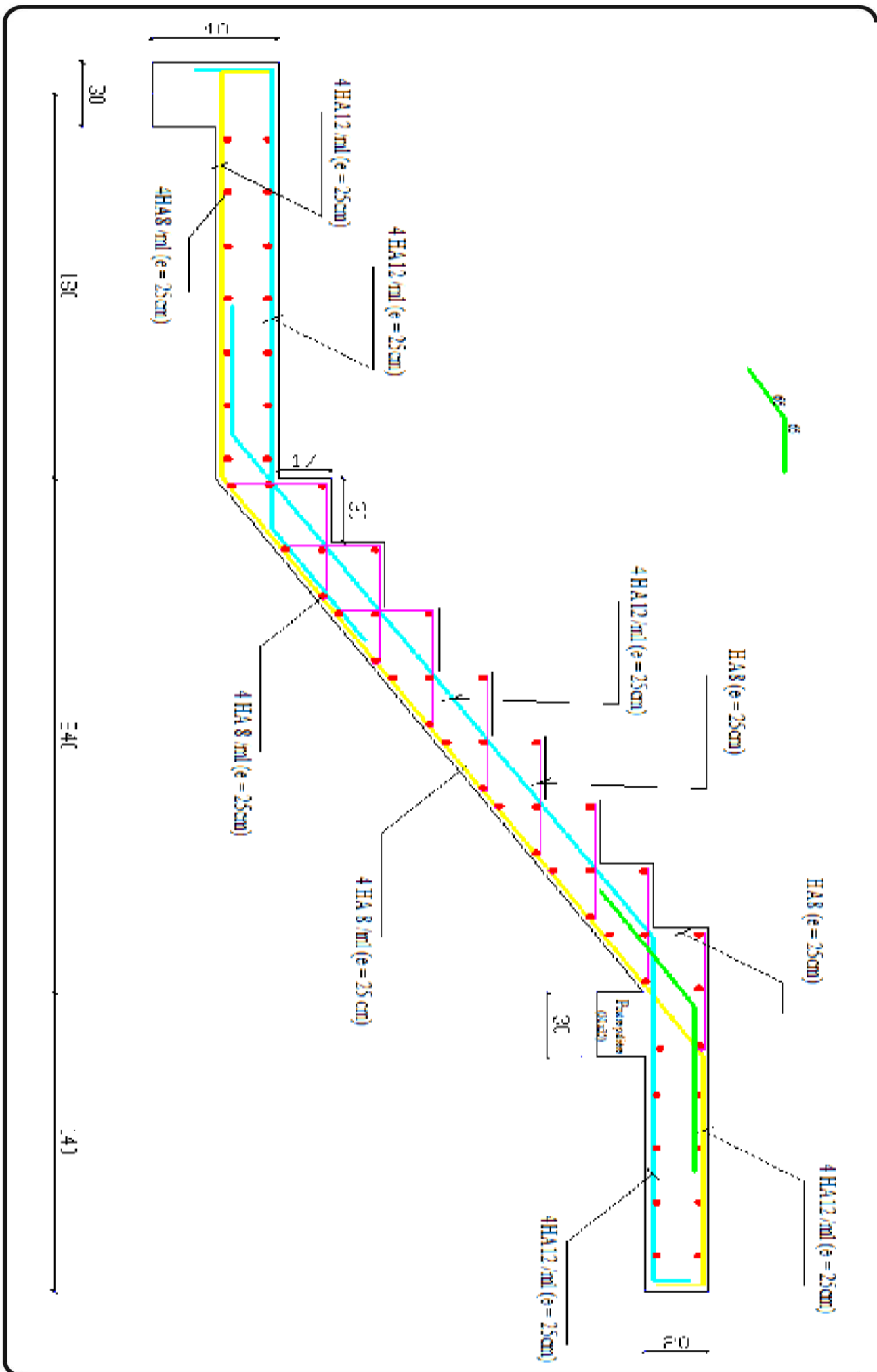
Résumé 2 : Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures longitudinales

- Armatures en travées : **4 HA12 = 5.65 cm². avec un espacement de 25 cm.**
- Armatures en appuis : **4 HA 12 = 2.51 cm². avec un espacement de 25 cm.**

Armatures transversales :

4HA8=2.08 cm², avec un espacement de 25 cm.



3 -CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE :

La poutre palière se situe au niveau du RDC .Elle est semi encastree dans les poteaux de la cage d'escalier, elle est destinee a supporter son poids propre ; la reaction de la paillasse et celle du palier.

3-1) Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur de la poutre h_t :**

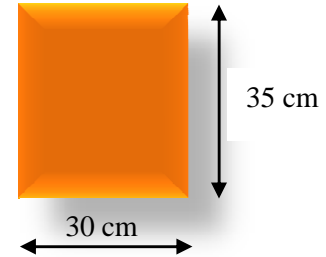
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

"ht :la hauteurde la poutre"

$L=3.47\text{ m}$ "L :partielibre"

$$\frac{347}{15} \leq h_t \leq \frac{347}{10}$$

$$24 \leq h_t \leq 34.7 \text{ alors soit } h = 35 \text{ cm}$$



➤ **Largeur de la poutre b :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad b = 25 \text{ cm}$$

➤ **Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$	ona	$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \end{array} \right.$

La poutre aura pour dimensions : **$b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$**

3-2) Déterminations des sollicitations de calcul :

Son poids : $G = V \cdot \rho = (0.25 \times 0.35) \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$.
 Réaction de la poutre palière a (ELU) : $T_u = 34.45 \text{ KN/ml}$.
 Réaction de la poutre palière a (ELS) : $T_s = 24.95 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaisons de charges:**

❖ ELU: $q_u = 1.35G + 2T_u / L = 1.35 \times 2.19 + 2 \times 34.45 / 3.47$
 $\rightarrow q_u = 22.82 \text{ KN/ml}$

❖ ELS : $q_s = G + 2T_s / L = 3 + 2 \times 24.95 / 3.47$
 $\rightarrow q_s = q_s = 15.88 \text{ KN/ml}$

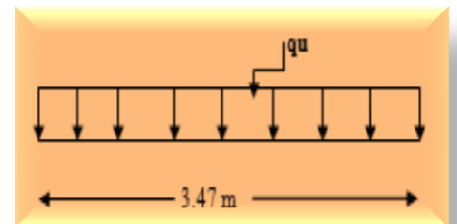


Figure 3-1 : Schéma statique de la poutre palière

3-3) Calcul à l'ELU :

A) Calcul des moments et des efforts tranchants:

Moment isostatique e: $M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{22.82 \times 3.47^2}{8} = 54.46 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = R_A = R_B = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{22.82 \times 3.47}{2} = 39.59 \text{ KN}$

❖ Moment aux appuis : $M_a = -0.3 M_u = -0.3 \times 54.46 = -16.34 \text{ KNm}$

❖ Moment en travée : $M_t = 0.85 M_u = 0.85 \times 54.46 = 46.30 \text{ KNm}$

➤ Diagramme du moment et de l'effort tranchant:

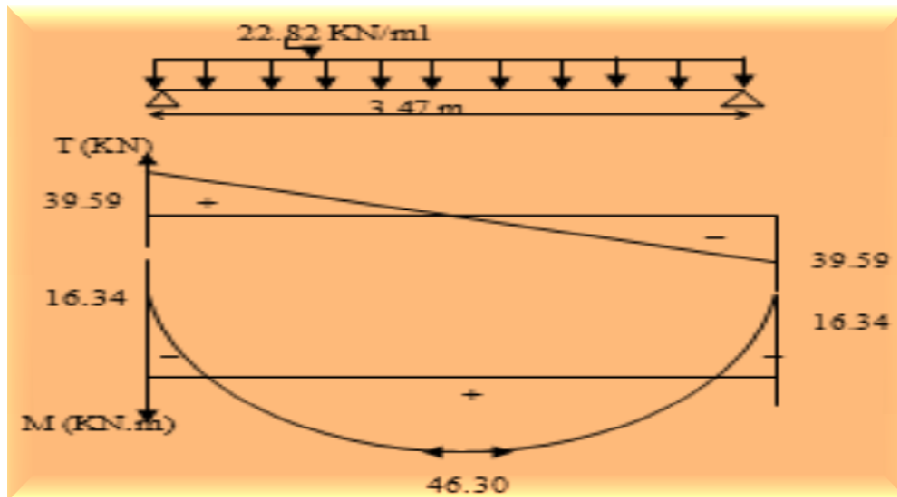


Figure 3-2: Diagramme du moment et de l'effort tranchant:

B) Ferrailage :

➤ Armatures longitudinales :

❖ Aux appuis : $M_u = - 16.34 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{16.34 \times 10^3}{25 \times (32.5)^2 \times 14,2} = 0.042 < \mu_e = 0,392. \longrightarrow \text{La S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{16.34 \times 10^3}{0.979 \times 32.5 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA8 = 1.51 cm².

❖ En travée : $M_u = 46.30 \text{ KN}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{46.30 \times 10^3}{25 \times (32.5)^2 \times 14,2} = 0.124 < \mu_e = 0,392 \longrightarrow \text{La S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,124 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,934$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{46.30 \times 10^3}{0.934 \times 32.5 \times 348} = 4.38 \text{ cm}^2$$

On apte pour 3HA14 = 4.62 cm².

➤ Armatures transversales :

❖ Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{250}{10}, 14 \right\} = \min \{10, 25, 14\} = 10 \text{ mm}$$

Nous prenons HA10

❖ Espacement :

$$S_{t \max} \leq \min \{0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}\} = S_{t \max} \leq \min \{29.25 \cdot 2, 40 \text{ cm}\} = 29.25 \text{ cm} \quad \text{Alors soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

* Aux appuis : $s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \right) = \min(8.75, 9.6, 30) \quad \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$

* En travée : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$

3-3-C) Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \text{ b.d.f}_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 25 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 0.982 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis A_a :** $4.62 \text{ m}^2 > 0.982 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

❖ **En travée A_t** $1.51 \text{ cm}^2 > 0.982 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

➤ On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

$\sum \mu_i =$: étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \text{ Max}}}{0.9 \text{ d} \sum \mu_i} = \frac{39.59 \times 10^3}{0.9 \times 32.50 \times 75.36} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.79 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Encrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.01 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2.835 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

$$T_u = 39.59 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times \text{bd} \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 39.59 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 250 \times 325 \frac{25}{1.5} = 487.5 \text{ KN}$$

\rightarrow Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

❖ **Influence sur le béton:**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_u = \frac{1.15}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(39.59 + \frac{46.30}{0.9 \times 32.5} \right) = 0.118 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0.118 \text{ cm}^2$$

\rightarrow Condition vérifiée.

❖ **Influence sur les armatures inferieures :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{39.59 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.48 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0.13 f_{t28}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement. soit $St = 15 \text{ cm}$

3-4) Calcul à l'ELS :

3-4-A) Combinaisons de charges:

$$q_s = G + 2T_s/L = 1.5 + 2 \times 24.95 / 3.47 \rightarrow q_s = 23.07 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul du moment et de l'effort tranchant :

- * Moment isostatique : $M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{23.07 \times 3.47^2}{8} = 34.73 \text{ KN.m}$
- * Effort tranchant : $T_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{23.07 \times 3.47}{2} = 40.03 \text{ KN}$
- * Moment aux appuis : $M_a = -0.3 M_s = -0.3 \times 34.73 = -10.42 \text{ KNm}$
- * Moment en travée : $M_t = 0.85 M_s = 0.85 \times 34.73 = 29.53 \text{ KNm}$

➤ Diagramme du moment et de l'effort tranchant:

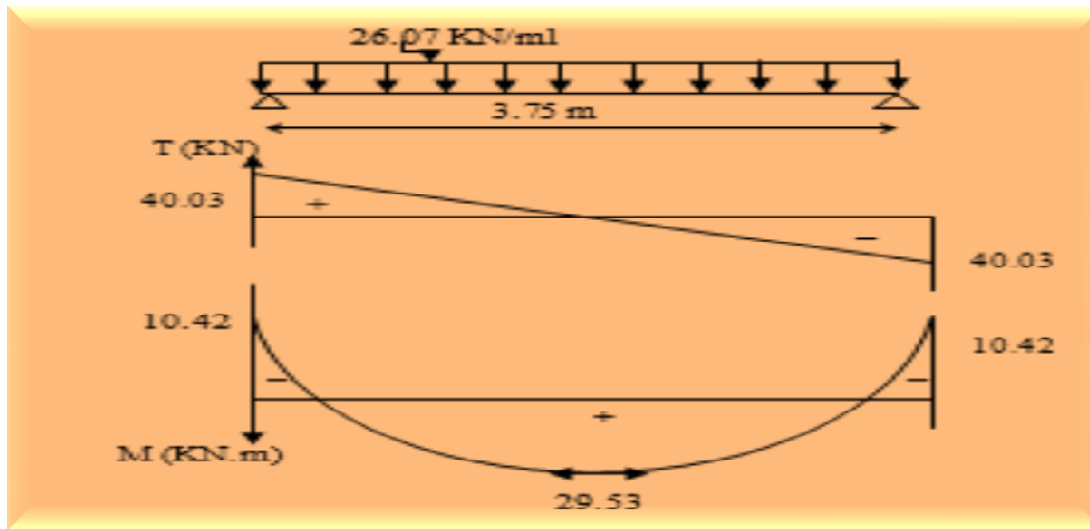


Figure 3-3: Diagramme du moment et de l'effort tranchant:

➤ Etat limite de résistance de béton à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]

❖ Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \cdot d} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

Zone	M_s (KN.m)	A_u (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	29.53	4.62	0.988	29.64	229.33	7.74	0.988	15	348
Appuis	10.42	1.51	0.186	0.930	46.43	263.15	5.67	15	348

L'état limite de compression du béton et de l'acier aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

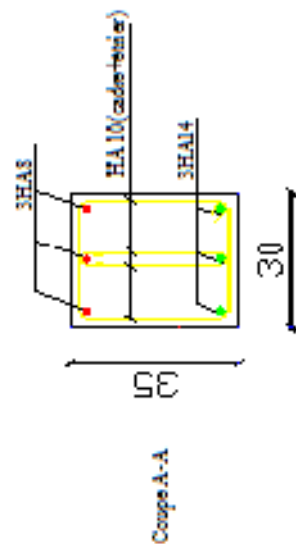
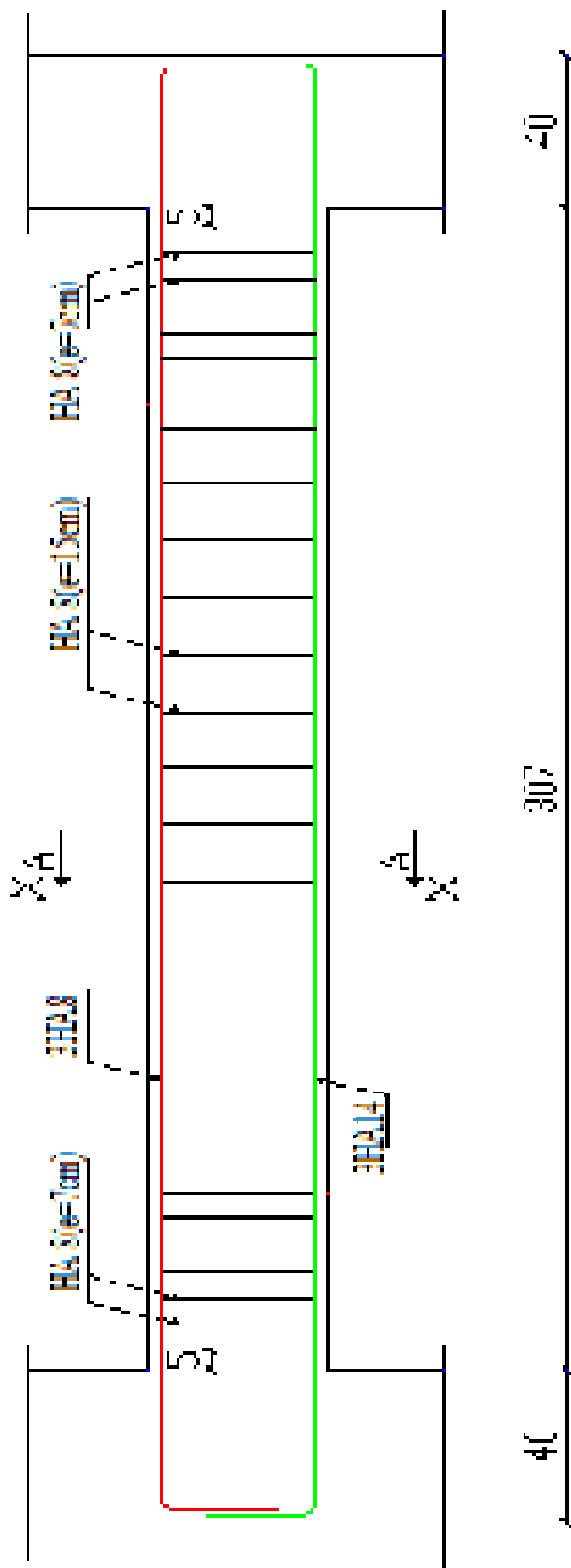
$\frac{h}{l} = \frac{35}{347} = 0.101 > \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifiée
 $\frac{h}{l} = 0.101 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{34.73}{10 \times 54.46} = 0.063$ condition vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 32.5} = 0.00418 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées .

Résumé 3 : Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures longitudinales
 - En travées : 3 HA 14 = 4.62 cm². avec un espacement de 25 cm.
 - En appuis : 3 HA 8 = 1.51 cm². avec un espacement de 25 cm.
- Armatures transversales :
 - En travée HA 10 pour chaque espacement de 15 cm.
 - En appuis : HA 10 pour chaque espacement de 7 cm.



4)Le Porte a faux:

Le Porte a faux se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

4-1: Pré dimensionnement de la dalle pleine :

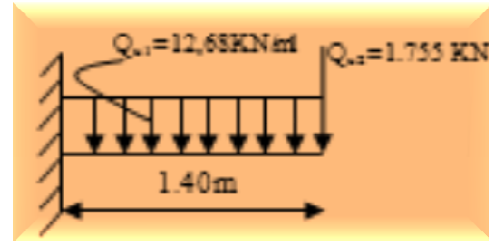
On a la largeur du balcon: $L=1,40m$

$ep \geq L/10 = 1.40/10 = 0.14=14cm$

On adopte $ep=15cm$

Avec : q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G_1 : charge permanente de garde de corps.



4-1: Schéma statique de calcul

4-2 : Détermination des charges et surcharges: Nous considérons une bande de 1m de la console

➤ **Charges permanentes :** La Charge G due à la dalle en béton armé: **$G = 5,51[KN/ml]$.**

➤ **Charge concentrée :** Poids propre du garde corps = poids de l'enduit ciment x 2 +poids de la brique Creus

$$g = 0.2*2+0.9 = 0.4+0.9= 1.3 [KN/ml].$$

Tel que : Maçonnerie : 0.9 KN/ m²

Charge due à la main courante : **$q = 1[KN/ml]$.**

➤ **Surcharge d'exploitation:** Charge d'exploitation de la dalle : $Q=3,5 [KN/ml]$.

4-3 : Calcul à l'ELU : La console est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

4-3-A) Déterminations des sollicitations de calcul :

➤ **Combinaison de charges :**

• Dalle pleine : $Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5.51) + 1,5(3,5) = 12.68 KN/ml$

•Garde corps : $Q_{u2} = 1,35 G_2, = 1,35 G_2 = 1.35 \times 1.3 = 1.755 KN/ml$

➤ **Le moment provoqué par la charge Q_U :**

$$M_u = -Q_{u1} \frac{L^2}{2} - Q_{u2} \times L$$

$$Mu = -[12.68 * (1.40)^2/2] - [1.755 * 1.40] = -14.88 KN.ml$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieur est tendue

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = Q_{u1} \times L + Q_{u2}$$

$$Vu = 12.68 * 1.40 + 1.755 = 20.014 KN.$$

4- 3-B) Le ferrailage :Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

➤ **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.88 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,06$$

$$\mu_b = 0,062 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$Ast = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.88 \times 1000}{0,968 \times 13 \times 348} = 3.39cm$$

Soit : $4HA12 = 4.52 cm^2$ avec un espacement $St = 100/4 = 25cm.$

➤ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

4-3-C) Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (ART-A-4-2-1/BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 * 100 * 13 * \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (ART- A-5-2-1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3.75 \text{ Mpa} \text{ "Fissuration préjudiciable"}$$

$$\tau_u = \frac{20.014 * 10^3}{1000 * 130} = 0,153 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)**

$$\bar{V}_u = 0,4f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 * 25 \cdot 10^3 * 0,9 * \frac{0,13 * 1}{1,15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u = 20.014 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017.39 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (ART-A-6-1-3 /BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20.014 * 10^3}{0,9 * 130 * 150.72} = 1.13 \text{ Mpa}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \Phi = 4 * 3,14 * 12 = 150.72 \text{ mm} = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1.22 / BAEL)**

$$L_s = \frac{\Phi f_c}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec: } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 * 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12.400}{4 * 3.15} = 382.16 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 38.216 \text{ cm}$$

$$L_s = 38.216 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm} \text{ on prévoit des crochets.}$$

$$\text{Soit un crochet de longueur } L_r : L_r = 0,4L_s = 0,4 * 38.216 = 15.3 \text{ cm}$$

4-3-D) Vérification à l'ELS : (Art A.8.2.4.2 / BAEL 91 modifié 99)

➤ **Espacement des barres Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4-4) Calcul à l'ELS :

4-4- A) Déterminations des sollicitations de calcul :

➤ **Combinaison de charge :**

$$Q_{S1} = G_1 + Q_1 = 5.51 + 3,5 = 9.01\text{KN / ml}$$

$$Q_{S2} = G_2 = 1,3\text{KN / ml}$$

➤ **Calcul des moments**

$$M_s = MQ_{s1} + MQ_{s2}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{s2} \times L$$

$$M_s = 9.01 \frac{1.40^2}{2} + 1.3 * 1.40$$

$$M_s = 10.64 \text{ KN.m}$$

4-4- B) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :(Art A.4.5.2 / BAEL 91)**

❖ **Contrainte dans l'acier** On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.93}{100 \times 13} \times 100 = 0.3$$

$$\rho_1 = 0.3 \Rightarrow k_1 = 43.14 \text{ et } \beta_1 = 0.914$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.64 \times 10^6}{0.914 \times 130 \times 452}$$

$$\sigma_s = 198.11\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton** : On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

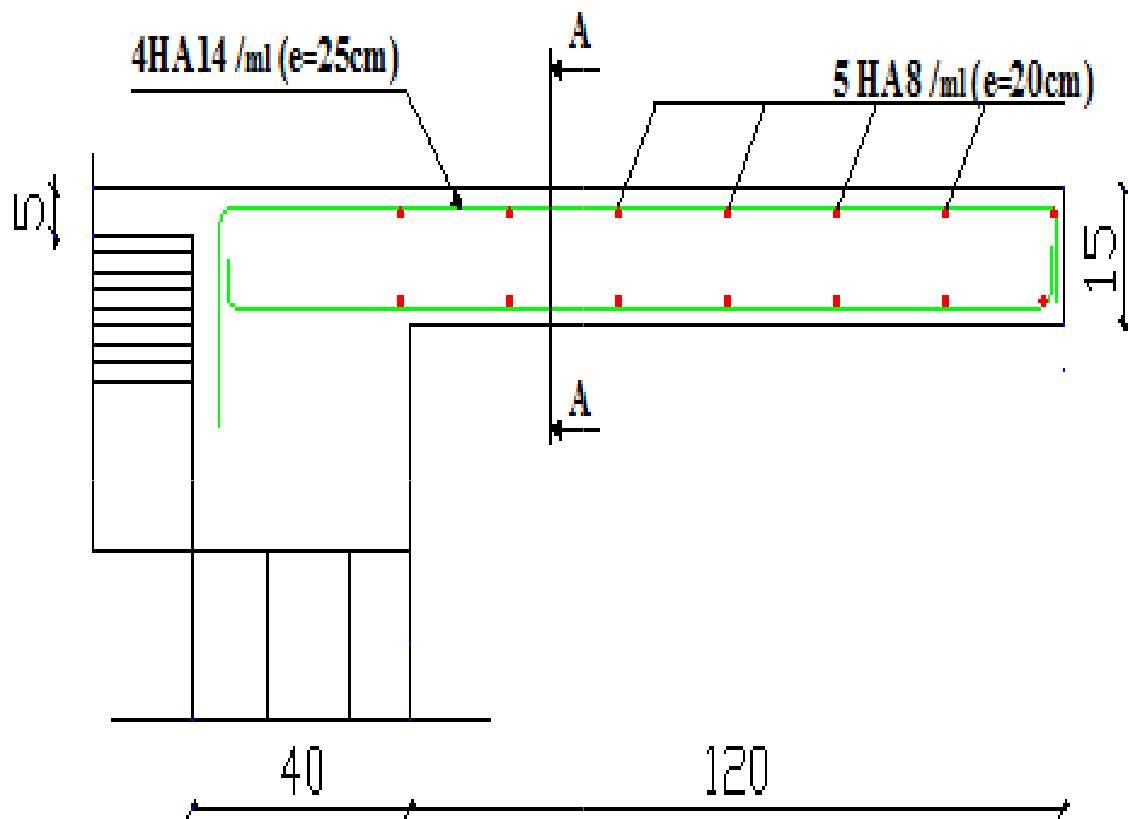
$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{19811}{43.14}$$

$$\sigma_{bc} = 4.59 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

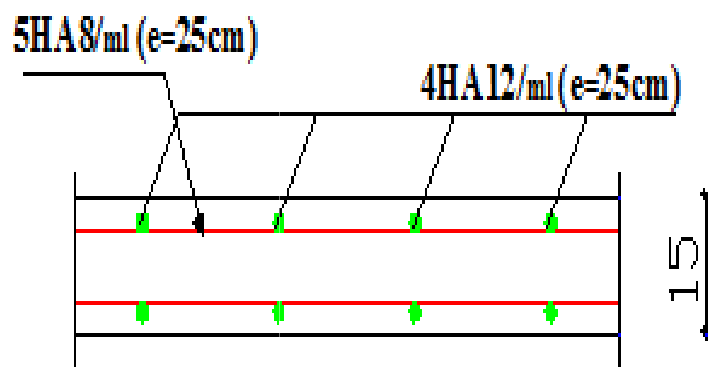
Résumé 4: Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

❖ **Armature principales** : $A = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}12$ avec $e = 25 = \text{cm}$

❖ **Armature de répartition** : $A = 2.51 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}8$ avec $e = 20 = \text{cm}$



Coupe Verticale



Coupe A-A

5) LA SALLE MACHINE:

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale. L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ❖ Le treuil de levage et sa poulie
- ❖ La cabine ou la benne
- ❖ Le contre poids

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,80x1,97) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau es timée à 9 tonnes, répartie sur une surface de (0,8 x 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisé

L'épaisseur de la dalle est de 165cm (Voir chapitre 1).

5- 1) Calcul des sollicitations

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1,80 \div 1,97 = 0,9$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport μ_x et μ_y du coefficient de Poisson ν

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

➤ Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0,9 \rightarrow \nu_x = 0,0458 \text{ et } \nu_y = 0,778$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1\text{ml} = 5,1 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1\text{KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35 \times 5,1 + 1,5 \times 1 = 8,0475 \text{ KN/ml.}$$

$$0,0458 \times (8,0475) \times (1,8)^2 = 1,194 \text{ KN.m}$$

$$M_{uyl} = 0,778 \times 1,194 = 0,928 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite service (ELS) : $\nu = 0,2$

$$\rho = 0,9 \rightarrow \nu_x = 0,0529 \text{ et } \nu_y = 0,846$$

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0,0529 \times (5,85) \times (1,8)^2 = 1,002 \text{ KN.m}$$

$$M_{syt} = 0,846 \times 1,002 = 0,847 \text{ KN.m}$$

➤ Moments dus a la charge localisée

$$M_x = p \cdot (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p \cdot (\nu M_1 + M_2)$$

$$U = U_0 + 2(\epsilon e + h/2) = U_0 + 2\epsilon + h$$

$$V = V_0 + 2(\epsilon e + h/2) = V_0 + 2\epsilon + h$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement dans notre cas la dalle est composée de béton armé et d'une chape en béton d'épaisseur $e = 5 \text{ cm}$ $\xi = 1,0$

$$\text{A.N : } U = U_0 + 2 \times 1 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{m} = V_0$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6 \text{ et } \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1,97} = 0,50$$

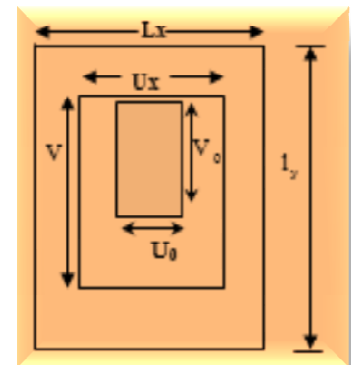


Figure 5-1 : la dalle pleine de la salle machine.

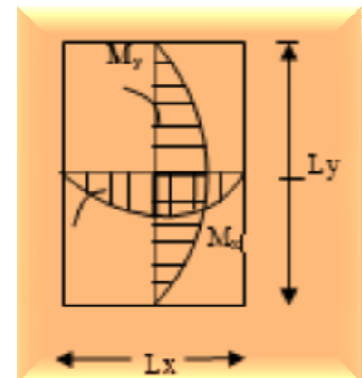


Figure 5-2 : Les moments de poids propre

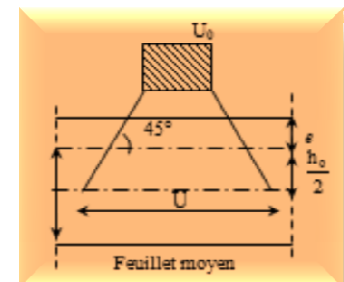


Figure 5.3 : Les moments des charges locales

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0,089 \text{ et } M_2 = 0,073$$

➤ **Etat limite ultime (ELU) : $v=0$**

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

* Etat limite ultime (ELU) : $v = 0$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,089 = 10.813 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,073 = 8.869 \text{ KN.m}$$

* Etat limite de service (ELS) : $v = 0.2$

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 90 \times (0,089 + 0,2 \times 0,073) = 9,324 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + v \cdot M_1) = 90 \times (0,073 + 0,2 \times 0,089) = 8.172 \text{ KN.m}$$

• Superposition des moments :

$$A) - \text{ELU} : M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.194 + 10.813 = 12.007 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,928 + 8.869 = 9.797 \text{ KN.m}$$

$$B) - \text{ELS} : M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1.002 + 9.32 = 10,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,84 + 8.172 = 9.012 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

$$a) - \text{En travée} \quad M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12.007 = 10,206 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9.797 = 8.327 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10.32 = 3,096 \text{ KN.m}$$

$$b) - \text{En appuis} \quad M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9.012 = 2,703 \text{ KN.m}$$

5-2) Ferrailage du panneau

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($dx= 13\text{cm}$ et $dy=12\text{cm}$).

$$d_y = d_e - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2}$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	10,206	0,042	0,979	2.30	5HA12=5.65	20 cm
Sur appuis		3,096	0,012	0,994	0,69	5HA10=3.92	20 cm
En travée	Y-Y	8.327	0,034	0,983	1,87	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis		2,703	0,011	0,994	0,60	5HA10=3.92	20 cm

Tableau 5-1: Le ferrailage à l'ELU

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

5.3) Vérifications à l'ELU

➤ **Espacements des armatures**

La fissuration est non préjudiciable. → L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

* Direction principale

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm} \}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

* Direction secondaire :

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm} \}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

B) Diamètre maximal des barres

$$\Phi_{\text{Max}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\Phi_{\text{Max}} = 12\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

❖ **Direction principale**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.9) / 2 = 0.00084$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.00084 \times 100 \times 15 = 1.26\text{cm}^2 \leq 5.65\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = A_x^t \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Direction secondaire**

$$W_x = A_y / (b \times h) = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.9) / 2 = 0.00084$$

$$A_y \geq 0,8 \% \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} \leq A_y^t = 3.92 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle** $\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

❖ **Au milieu de U** $T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 0.8} = 50.625 \text{ KN}.$

❖ **Au milieu de V** $T_u = \frac{P}{2 \times U + V} = \frac{121.5}{2 \times 0.8 + 0.8} = 50.625 \text{ KN}$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{50.625 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.389 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.389 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Condition de non poinçonnement**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{cj} / \gamma_b$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

U_c = 2 × (U+V) = 4.2m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$A.N : 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 / 1.5 = 472,5 \text{ KN} \geq 121,5 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

5.4) Vérification à l'ELS

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

❖ **En travée:** $\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,32 = 8,772 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,012 = 7,660 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **En appuis:** $\begin{cases} M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,32 = 3,096 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,012 = 2,703 \text{ KN.m} \end{cases}$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	B	A (cm ²)
En travée	X-X	8,772	0,036	0,982	1,97
Sur appuis		3,096	0,012	0,994	0,68
En travée	Y-Y	7,660	0,032	0,984	1,72
Sur appuis		2,703	0,012	0,994	0,60

Tableau 5-2: Le ferrailage à l'ELS

Remarque : Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

➤ **Vérification de la flèche**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{ht}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \text{ et } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{l_x} = \frac{15}{180} = 0,08 \geq \frac{10,206}{20 \times 10,32} = 0,0494 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots CV$$

→ Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

5.5 : Calcul des cloisons en béton armé :

Par raison d'une grande excentricité, les murs de la salle machine seront réalisés en béton armé (avec un ferrailage minimum) mais ne participent pas au contreventement de la structure, leur calcul s'effectuera en deux étapes :

➤ **Armatures verticales minimales : (BAEL91/Art A.8.1, 21).**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

$0.2\% \leq (A_{min}/B) \leq 0.5\%$

Soit à calculer le ferrailage du mur dont les caractéristiques géométriques sont :

$L = 1.97 \text{ m}$, $e = 0.12 \text{ m}$, $B = 0.236 \text{ m}^2$

➤ **Armatures verticales :**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $A = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$0.2\% \leq (4 / 0.236) = 0.169\% \leq 0.5\%$

On prend : 6HA10 ($A = 4.71 \text{ cm}^2$) Avec : $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Armatures horizontales :**

D'après BAEL 91 : $A_h = A_v / 4 = 4.71 / 4 = 1.177 \text{ cm}^2$.

D'après RPA modifié 2003 : $A_h \geq 0.15\% \times B = 0.15\% \times 0.236 \times 10^4 = 3.54 \text{ cm}^2$

On prend : 6HA10 ($A = 4.71 \text{ cm}^2$) Avec : $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Armatures transversales** : Soit 4 épingles de HA8 / m².

Remarque : Vu que la section d'armature trouvée à la base de la cloison n'est pas très grande alors on adopte le même ferrailage pour tous les niveaux.

Résumé 5:

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

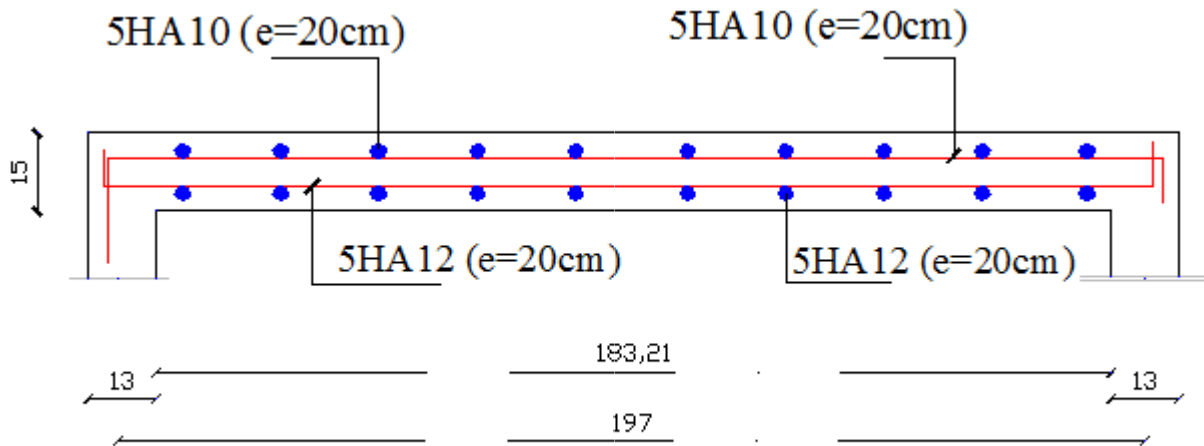
❖ **Sens x-x** Lit inférieur : 5 HA12/ml avec un espacement de 20cm.
Lit supérieur : 5 HA10/ml avec e =20cm.

❖ **Sens y-y** Lits inférieur : 5 HA10/ml avec e =20cm
Lit supérieur : 5 HA10/ml avec e =20cm

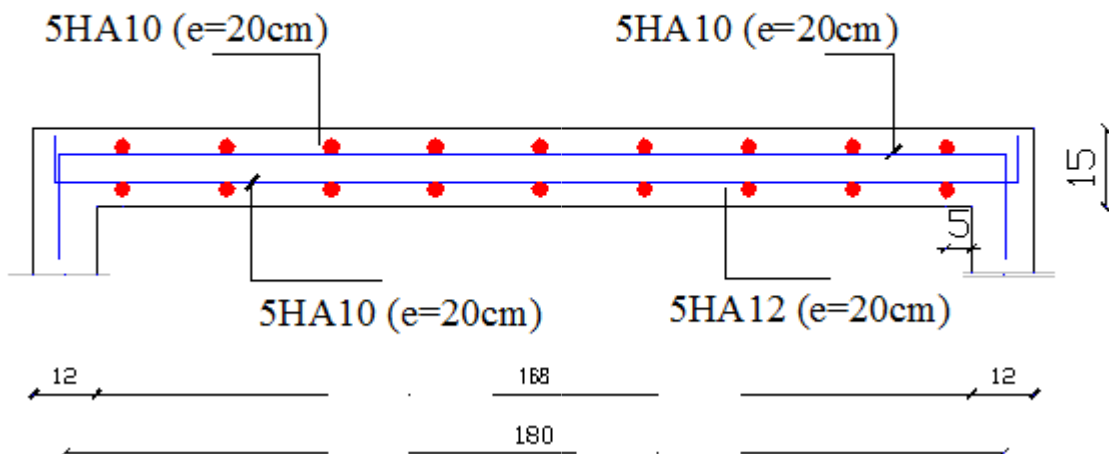
Les cloisons en béton armé seront ferrillées comme suite

- ❖ Armatures verticales : 6 HA10 Avec : St = 15 cm.
- ❖ Armatures horizontales : 6HA10 Avec : St = 15 cm.
- ❖ Armatures transversales : Soit 4 épingles de HA8 / m².

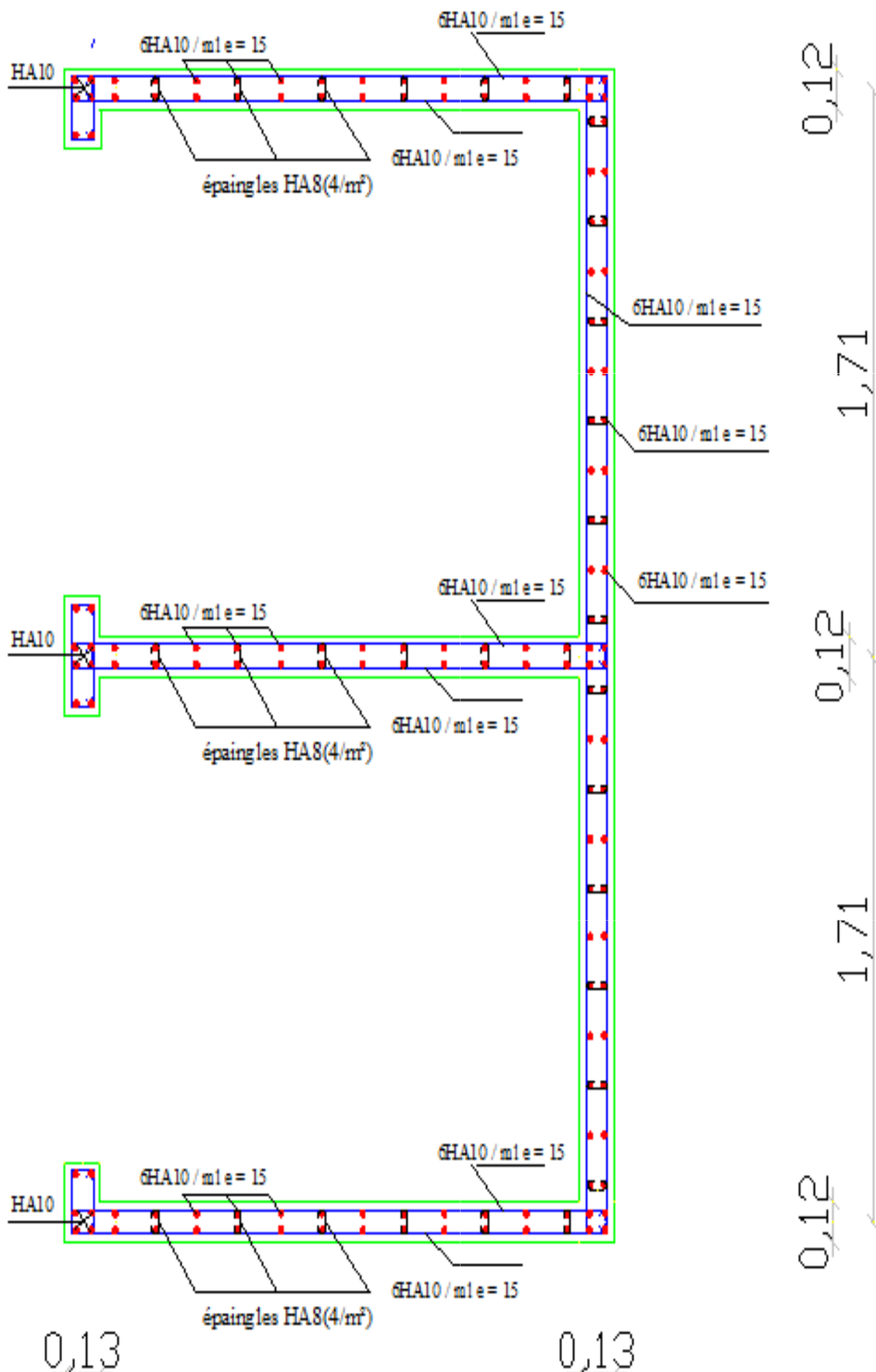
Le ferrailage de la dalle de la salle machine



Suivant le sens xx



Le ferrailage de la cloison en B.A de le salle machine



6) L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilable à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [KN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 [m] de largeur.

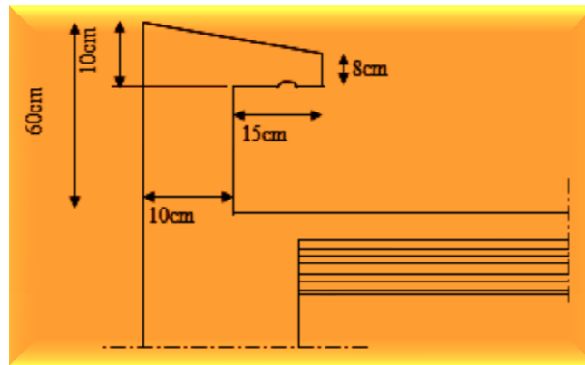


Figure 6-1 : Coupe verticale de l'acrotère

6-1 Calcul des sollicitations :

➤ Les efforts internes :

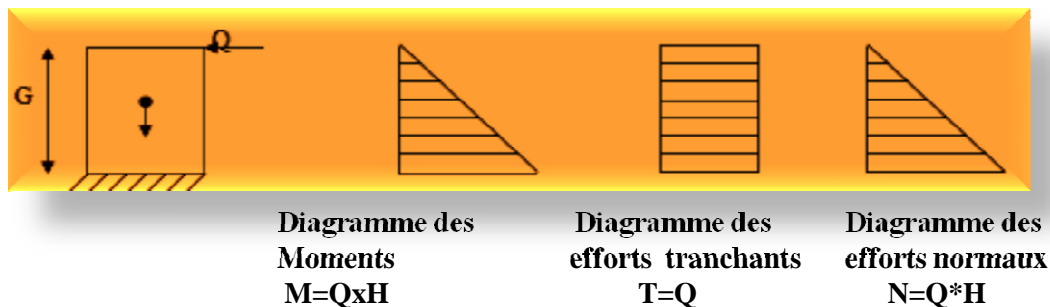


Figure 6-2 : Schéma statique des efforts internes.

➤ Effort normal dû au poids propre :

$$N = S \times \rho \times 1m = Q \times 1m$$

$$N = [(0,5 \times 0,1) + (0,08 \times 0,25) + (0,02 \times 0,25/2)] \times 25 = [0,05 + 0,02 + 0,0025] \times 25 = 1,8125 \text{ KN/ml}$$

$$N = 1,8125 \text{ KN/ml}$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S: section transversal.

➤ Effort horizontal: $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H \times 1m.$$

$$M = 1 \times 0,6 \times 1m = 0,6 \text{ KN} \times m.$$

$$M = 0,6 \text{ KN} \times m$$

➤ Effort tranchant : $T = Q \times 1m = 1 \text{ KN}$

➤ **Combinaison de charge : A l'ELU :**

La combinaison de charge est : **1,35G+1,5Q**

-Effort dû à G : $N_u=1,35 G=1,35 \times 1,8125 \text{ KN/ml}$. donc **$N_u=2,447 \text{ KN/ml}$** .

-Moment de flexion dû à Q : $M_u=1,35 \times M=1,35 \times 0,6 = 0,81 \text{ KN.m}$ donc **$M_u=0,9 \text{ KN.m}$**

➤ **Combinaison de charge A l'ELS:**

La combinaison de charge est : **Q+G**

-Effort normal dû à G : **$N_s=1,8125 \text{ KN}$** .

-Moment de flexion dû Q : **$M_s=0,6 \text{ KN.m}$**

6-2) Ferrailage L'(ELU) :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à l'ELU ; on considère une section rectangulaire (BAH), sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

h : (épaisseur de la section)=10cm.

b : (largeur de la section)=100cm.

c et **c'** : (enrobage)=2 cm.

d : (la hauteur utile) : $h-c=8\text{cm}$.

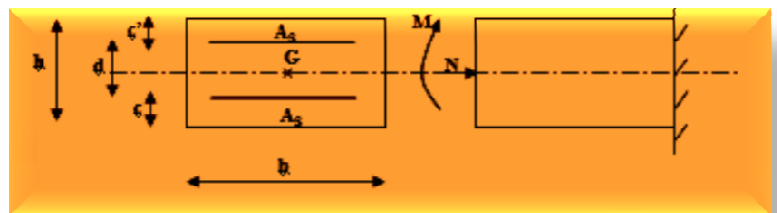


Figure 6- 3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée

➤ **Position du centre de pression :**

$$e_u = M_u / N_u = 0,9 / 2,447 = 0,368 \text{ m} = 36,8 \text{ cm.}$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm.}$$

$e_u > [(h/2) - c]$ d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal « N_u » est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f ».

➤ **Calcul en flexion simple :**

❖ **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u ((h/2) - c) = 0,9 + 2,447 ((10/2) - 0,02) = 0,973 \text{ KN.m}$$

$((h/2) - c)$: la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

❖ **Moment réduit :**

$$\mu_u = M_f / b d^2 f_{bu} \text{ avec } f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma$$

$$f_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = 0,973 / (1 \times (0,08)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3) = 0,010$$

$\mu_u \leq \mu_c = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée \Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow B^\beta = 0,995$$

❖ **Les armatures fictives :**

$$A_f = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 384 \text{ Mpa.}$$

$$A_f = 0,37 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

❖ **Armatures réelles :**

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_s = 0,37 - 2,447 \cdot 10^3 / 348 \cdot 10^2 = 0,299 \text{ cm}^2$$

6-3) Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité :** [BAEL 99 Art A.4.2.1) :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_u - 0,455 \cdot (d)}{e_u - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{37 - 0,455 \times (8)}{37 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,907 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s = 0,299 \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée.

Donc on adopte une section : $A_s = A_{min} = 0,907 \text{ cm}^2$.

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification au cisaillement :** [BAEL 91 Art 5.1.1]

La fissuration est préjudiciable : alors $\tau_u = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$.

$$\tau_u = V_u / b \cdot d$$

Avec : $V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$ (V_u : effort tranchant max à l'ELU) .

$$\tau_u = 1,5 \cdot 10^3 / 1000 \cdot 80 = 0,018 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u \Rightarrow$ condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 ART 6-13) :**

Avec :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Pour les aciers haute adhérence le coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$

$$\rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 \Rightarrow \sum U_i = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 10,05 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0,207 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP}$ Condition vérifiée.

Conclusion : il ya pas risque d'entrainement des barres : donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Espacement des armatures :**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm}$.
 Armatures de répartitions : $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$\text{Avec : } l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} \rightarrow l_s = 25.39 \text{ cm}$$

On adoptera $l_s = 30 \text{ cm}$.

6-4) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures (dans l'acier) :**

$$\sigma_{st} < \sigma_{st} = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta} ft_28).$$

On a des aciers : HA : $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

$$\text{FeE400} \rightarrow \eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \cdot 400, 110) = \min (266.66, 201.63).$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = M_s / A_s \cdot \beta_1 \cdot d$$

β_1 : est fonction de ρ :

$$\rho = 100 A_s / b \cdot d = 100 \cdot 2,01 / 100 \cdot 8 = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0,920.$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = 0,6 \cdot 10^6 / 2,01 \cdot 0,920 \cdot 80 = 40,55 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{st} < \sigma_{st} \rightarrow$ La section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton : [Art A 4.5.2 du BAEL 91].**

Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE400 en flexion simple

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{47.50} = 4,244 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 modifié 99] :**

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.

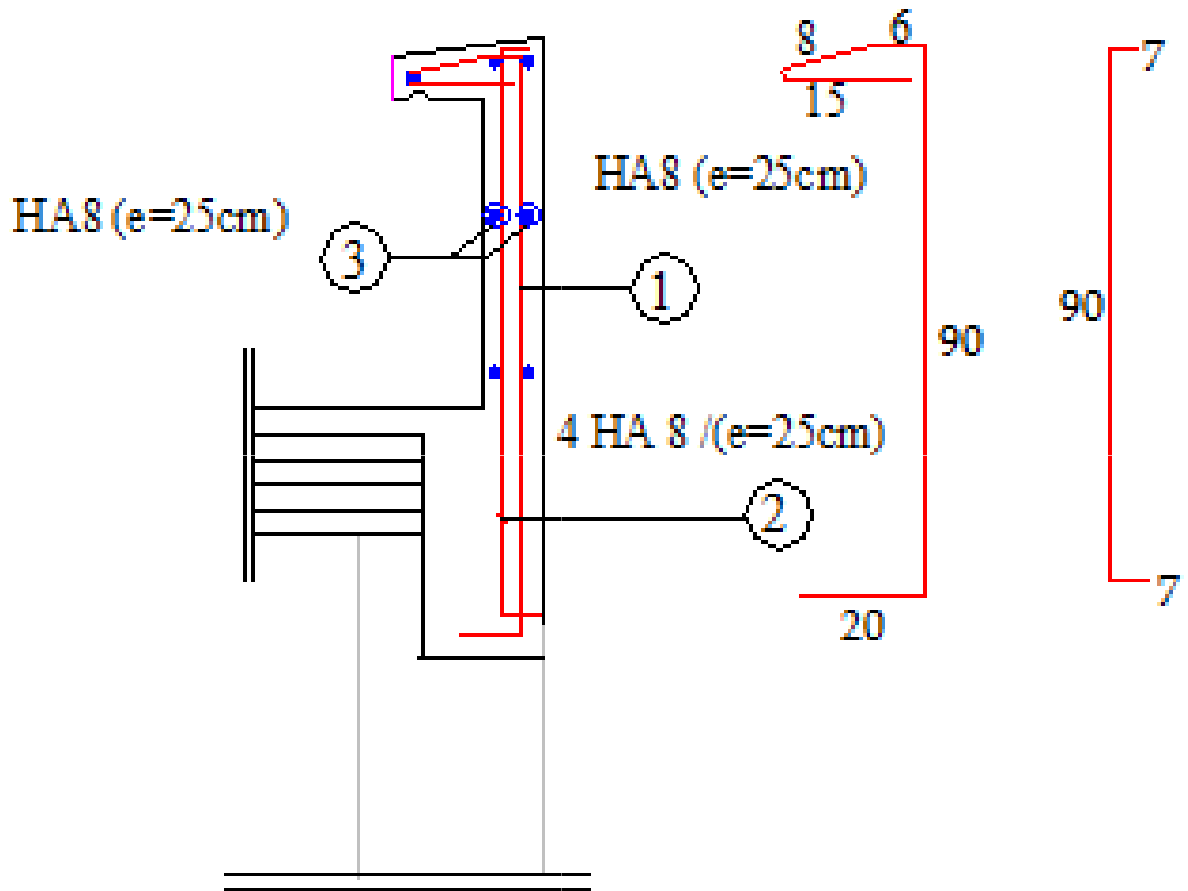
- Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

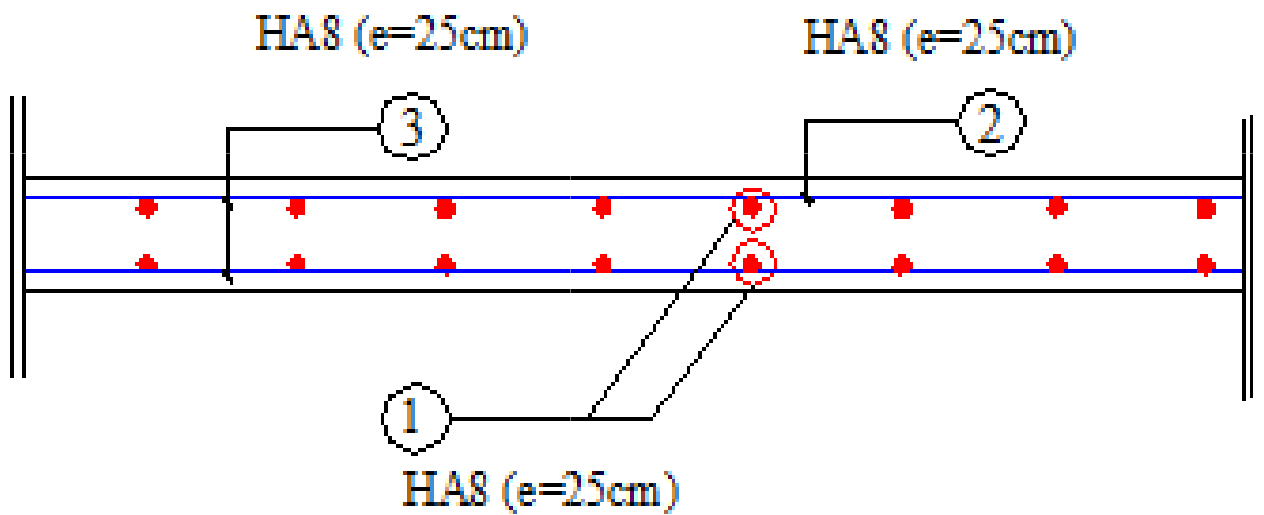
-Résumé 6: le Ferrailage adopté :

❖ Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **e_t = 25 cm.**

❖ Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **e_t = 25 cm.**



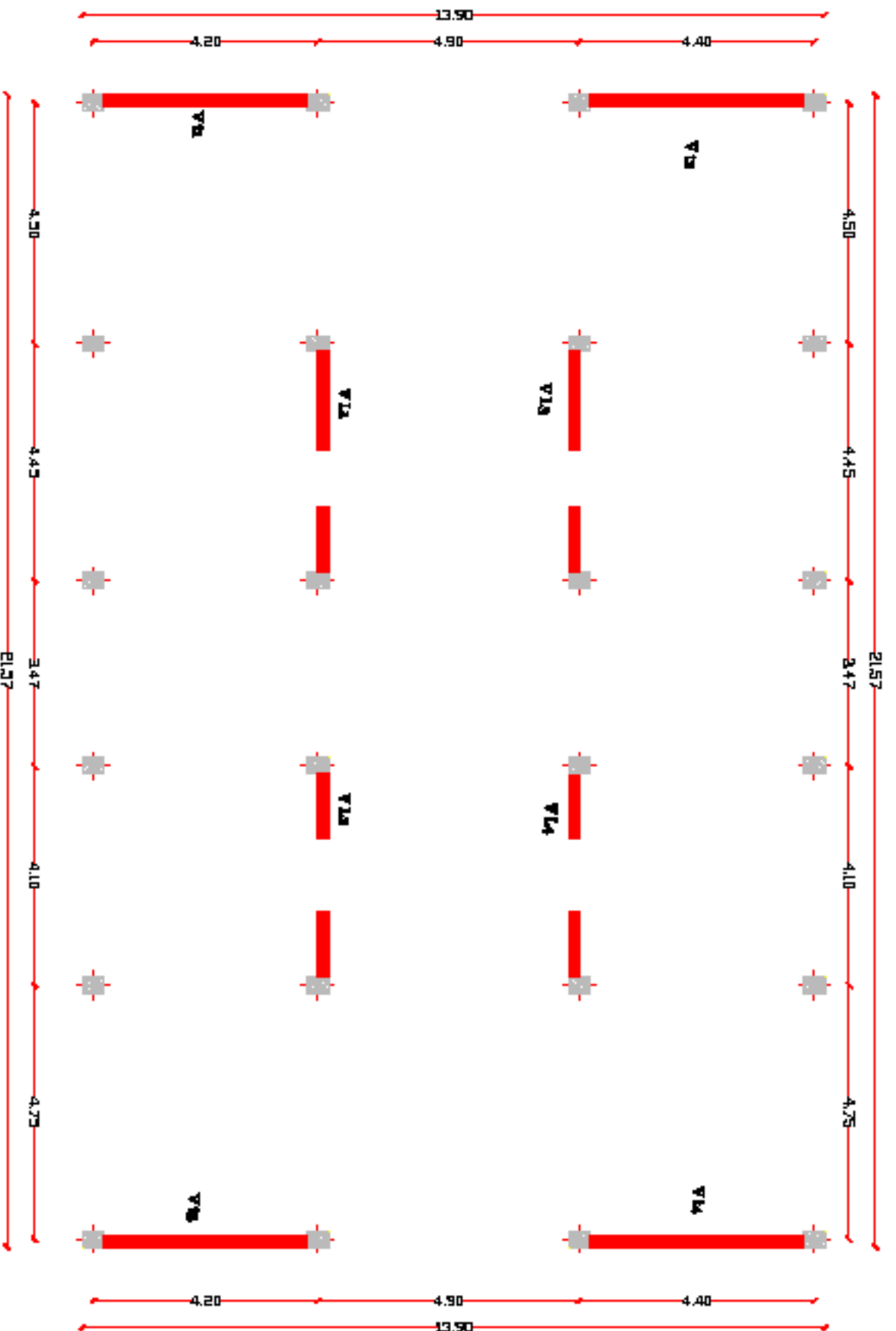
Ferrailage Acrotère



Coupe Transversale

III : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA

Dans ce chapitre, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme E pour effectuée les vérifications et les exigences du RPA,



Etude de faisabilité dimensionnelle et topographique
 Interventió técnica de Interventio do T.D

Elaborado por:

Isabela BEATRIZ ALFREDO
 Isabela BEATRIZ ALFREDO

Desenhado por:
 MR. MURIEL AT

Disposiçáo
 das vólvies

Folha Nº:

Ano de 2013

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

1) Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel **ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

2) Méthode de calcul : On distingue deux cas:

❖ **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

❖ **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

➤ **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèses de calcul.

➤ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

➤ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

➤ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

3 : Etapes de modélisation : Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

4) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

A. Le spectre de réponse : C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

- T (sec) :** la période avec une précision de 0.1 sec.
- A :** coefficient d'accélération de zone.
- η:** Facteur de correction d'amortissement.
- R :** coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 :** périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q :** facteur de qualité de la structure. $Q= 1+ p_q$
- Pq :** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ;
- Le site :**
- La zone :** zone II a TIZI OUZOU . (ANNEXE 1 de RPA).
- Le groupe d'usage :** groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
- Remplissage :** dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
- Calcul du facteur de qualité Q :** (Tableau 4.4 de RPA)

❖ **Classification de l'ouvrage :** selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, de bureau dont la hauteur $H = 35.7 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone *IIa*).

❖ **Classification du site :** Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003),

les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

D'après Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3.**

Dépôts de sables et de graviers denses .voire (ANNEX I)

❖ **Coefficient de comportement R** :selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.3
 la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction) → **R = 5** .

❖ **Facteur de qualité** : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4
 il est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau **4.4/RPA99**.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation de la masse est importante

Pas de variation de la masse est importante **Condition vérifiée**

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

❖ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

- **Condition vérifiée** dans sens xx. $P_{x3} = 0$
- **Condition non vérifiée** dans le sens yy. $P_{y3} = 0.05$.

❖ **Redondance en plan**

- Suivant x-x : **Condition vérifiée** $P_{4x} = 0$
- Suivant y-y : **Condition non vérifiée.** $P_{4y} = 0.05$

❖ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

B) Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

Critère q	Pénalité Pq Sens x-x	Pénalité Pq Sens y-y
Régularité en plan	0.00	0.00
Régularité en élévation	0.00	0.00
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0.00	0.05
Redondance en plan	0.00	0.05
Contrôle de la qualité des	0.00	0.00
matériaux et suivi de chantier	0.00	0.00

Tableau 1 : Valeurs de pénalités Pq dans le sens x-x et y-y

5) Vérification selon les exigences du RPA

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour ce la , le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes:

- ❖ Vérification de la participation modale.
- ❖ Justification vis-à-vis des déplacements.
- ❖ Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment.
- ❖ Vérification de l'excentricité.
- ❖ L'effet du 2ème ordre (effet P-Δ).
- ❖ Efforts normales au niveau des poteaux

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

5- 1) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.979917	0	69.2776	0	0	69.2776	0
2	0.871507	71.3928	0	0	71.3929	69.2776	0
3	0.774264	0.0607	0.0001	0	71.4536	69.2778	0
4	0.219289	16.6802	0.0002	0	88.1338	69.2779	0
5	0.217202	0.0001	18.382	0	88.134	87.6599	0
6	0.169217	0.0016	0.0001	0	88.1356	87.6601	0
7	0.097469	5.777	0	0	93.9126	87.6601	0
8	0.088677	0	6.1494	0	93.9126	93.8095	0

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

5 -2) Vérification des déplacements

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

-Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad ; \quad \delta_k = T_k / R_{jk}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

-Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10

les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \Delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

A-2) Sens y-y:

Niveau(m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%h (m)	Obs.
ETAGE 9	0.0175	0.0085	0.0306	vérifiée
ETAGE 8	0.0158	0.0085	0.0306	vérifiée
ETAGE 7	0.0141	0.0090	0.0306	vérifiée
ETAGE 6	0.0123	0.0090	0.0306	vérifiée
ETAGE 5	0.0105	0.0095	0.0306	vérifiée
ETAGE 4	0.0086	0.0090	0.0306	vérifiée
ETAGE 3	0.0068	0.0090	0.0306	vérifiée
ETAGE 2	0.005	0.0080	0.0306	vérifiée
ETAGE 1	0.0034	0.0070	0.0306	vérifiée
RDC	0.002	0.0070	0.0408	vérifiée
S-SOL	0.0006	0.0030	0.0408	vérifiée

Tableau 3 : Déplacements relatifs sous l'action Ex

A-2) Sens y-y:

Niveau	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%h (m)	Obs.
ETAGE 9	0.0207	0.0110	0.0306	vérifiée
ETAGE 8	0.0185	0.0115	0.0306	vérifiée
ETAGE 7	0.0162	0.0110	0.0306	vérifiée
ETAGE 6	0.014	0.0115	0.0306	vérifiée
ETAGE 5	0.0117	0.0110	0.0306	vérifiée
ETAGE 4	0.0095	0.0110	0.0306	vérifiée
ETAGE 3	0.0073	0.0100	0.0306	vérifiée
ETAGE 2	0.0053	0.0085	0.0306	vérifiée
ETAGE 1	0.0036	0.0075	0.0306	vérifiée
RDC	0.0021	0.0075	0.0408	vérifiée
S-SOL	0.0006	0.0030	0.0408	vérifiée

Tableau 4 : Déplacements relatifs sous l'action Ey.

Remarque : On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

B): Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = ht / 500$$

f : La flèche admissible.

ht : La hauteur totale du bâtiment.

Sous l'action de Ey :

$$\delta_{\max} = 0.0175\text{m} \rightarrow f = ht/500 = 35.7/500 = 0.0714 \text{ m Condition vérifiée.}$$

Sous l'action de Ey :

$$\delta_{\max} = 0.0207\text{m} \rightarrow f = ht/500 = 35.7/500 = 0.0714 \text{ m Condition vérifiée.}$$

→ Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

5-3) Vérification de l'effort tranchant à la base

A): Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2 d'après le tableau (Tab 4.1) → **A = 0.15**

Zone sismique : **IIa**

❖ **R = 5** (structure mixte avec interaction).

❖ **Calcul du poids total de la structure Wt :**

Du logiciel **ETABS** :

Group	Total MassX	Total MassY	Total MassZ
ALL	3637,5542	3637,5542	0

Tableau 5 : Le poids total de la structure

$$W_t = M_t \times g = 3637,5542 \times 10 = 36375,542 \text{ KN.}$$

❖ **Q : Calcul du facteur de qualité :**

$$\text{Sens x-x : } Q = 1 + \sum_{q=1}^6 = 1 + 0.00 = 1$$

$$\text{Sens y-y : } Q = 1 + \sum_{q=1}^6 = 1 + 0.10 = 1.10$$

❖ **Facteur d'amplification moyen D**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99,

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0 / T)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_{ETABS} = 0,9799 \text{ [s].}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

Site 3 → $T_2 = 0.5$ [s] (Site meuble)

$$\eta : \text{Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie ⇒ $\xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

$$T_2 < T_{ETABS} < 3,0 \text{ [sec] Alors } \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2^{2/3}) / T_{structure}$$

$$D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5^{2/3}) / 0,9799 = 1,2214 \text{ sec}$$

$$V = A \cdot D \cdot Q \cdot W / R = 0,15 \times 1,2214 \times 1,0 \times 36375,542 / 5 = 1332,8726 \text{ KN}$$

$$0,8 V = 0,8 \times 1332,8726 = 1066,298 \text{ KN}$$

B) Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique

$$V_x \text{ dynamique} = 1 \text{ 769.62 [KN].}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 1 \text{ 638.87 [KN].}$$

C) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente

$V_{\text{statique}} = 1332,8726 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V = 0,8 \times 1332,8726 = 1066,298 \text{ KN}$
 $V_{x_{\text{dyn}}} = 1762.62 > 80\% V = 1066,298 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
 $V_{y_{\text{dyn}}} = 1638.87 > 80\% V = 1066,298 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

5-4) : Vérification de l'excentricité :

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeur

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

Story	Diaphragme	Masse		Centre de masse		Centre de torsion	
		MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
S-SOL	D1	338.0374	338.0374	10.6	8.104	10.631	8.051
RDC	D2	352.3678	352.3678	10.6	7.997	10.625	8.046
ETAGE 1	D3	333.3534	333.3534	10.603	7.993	10.621	8.056
ETAGE 2	D4	332.8701	332.8701	10.603	8.089	10.617	8.058
ETAGE 3	D5	332.8631	332.8631	10.603	8.089	10.613	8.053
ETAGE 4	D6	329.593	329.593	10.602	8.089	10.609	8.051
ETAGE 5	D7	326.9891	326.9891	10.602	8.089	10.606	8.05
ETAGE 6	D8	326.9749	326.9749	10.602	8.089	10.604	8.05
ETAGE 7	D9	324.172	324.172	10.602	8.089	10.601	8.049
ETAGE 8	D10	322.0475	322.0475	10.602	8.089	10.599	8.049
ETAGE 9	D11	318.2859	318.2859	10.618	8.178	10.598	8.049

Tableau 6 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

A)-Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

· RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05.Lx$

· RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens x-x (ex) : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\%L_y$

Suivant Y-Y (ey) : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\%L_x$

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes

$e_x = XCM - XCR$

$e_y = YCM - YCR$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Story	ex	ey	5% L y	5% L x	Observation
S-SOL	-0.031	0.053	0.675	1.063	Condition vérifiée
RDC	-0.025	-0.049	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 1	-0.018	-0.063	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 2	-0.014	0.031	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 3	-0.01	0.036	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 4	-0.007	0.038	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 5	-0.004	0.039	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 6	-0.002	0.039	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 7	0.001	0.04	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 8	0.003	0.04	0.675	1.063	Condition vérifiée
ETAGE 9	0.02	0.129	0.675	1.063	Condition vérifiée

Tableau7 : Vérification de l'excentricité théorique.

5-5) : Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

- La valeur de l'effet P-delta dépend de :
- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- P_k**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «**k**»
 $P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$
- V_k**:effort tranchant d'étage au niveau «**k**»
- Δ_k**: déplacement relatif du niveau «**k**» par apport au niveau «**k-1**».
- h_k**: hauteur d'étage «**k**».

- Si $\Theta_k \leq 0.1$ → effet P-Delta peut être négligé
- Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$ → Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \Theta_k)$
- Si $\Theta_k \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.
 $\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
Niveau	P(KN)	h _k	Δ _k (cm)	V _k	θ _x	Δ _k (cm)	V _k	θ _y
ETAGE 9	3454.77	3.06	0.0085	376.42	0.0255	0.0110	376.18	0.0330
ETAGE 8	3194.84	3.06	0.0085	646.13	0.0137	0.0115	621.71	0.0193
ETAGE 7	3249.73	3.06	0.0090	861.09	0.0111	0.0110	809.40	0.0144
ETAGE 6	3249.73	3.06	0.0090	1045.132	0.0091	0.0115	968.32	0.0126
ETAGE 5	3249.92	3.06	0.0095	1203.69	0.0084	0.0110	1105.13	0.0106
ETAGE 4	3314.12	3.06	0.0090	1341.92	0.0073	0.0110	1227.37	0.0097
ETAGE 3	3314.05	3.06	0.0090	1463.09	0.0067	0.0100	1335.59	0.0081
ETAGE 2	3314.18	3.06	0.0080	156.63	0.0055	0.0085	1430.73	0.0064
ETAGE 1	3360.32	3.06	0.0070	1651.79	0.0047	0.0075	1513.54	0.0054
RDC	3648.72	4.08	0.0070	1725.56	0.0036	0.0075	1590.31	0.0042
S-SOL	3362.20	4.08	0.0030	1769.62	0.0014	0.0030	1638.87	0.0015

Tableau 8 récapitulatif de l'effet P- Δ

→On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

5-6): Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: Art7.4.3.1 (La formule :7.2) de RPA

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$N_d = 1226.53$ KN. (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

B_c : l'aire de la section de béton (section brute).

$f_{c28} = 25$ MPa : la résistance caractéristique du béton.

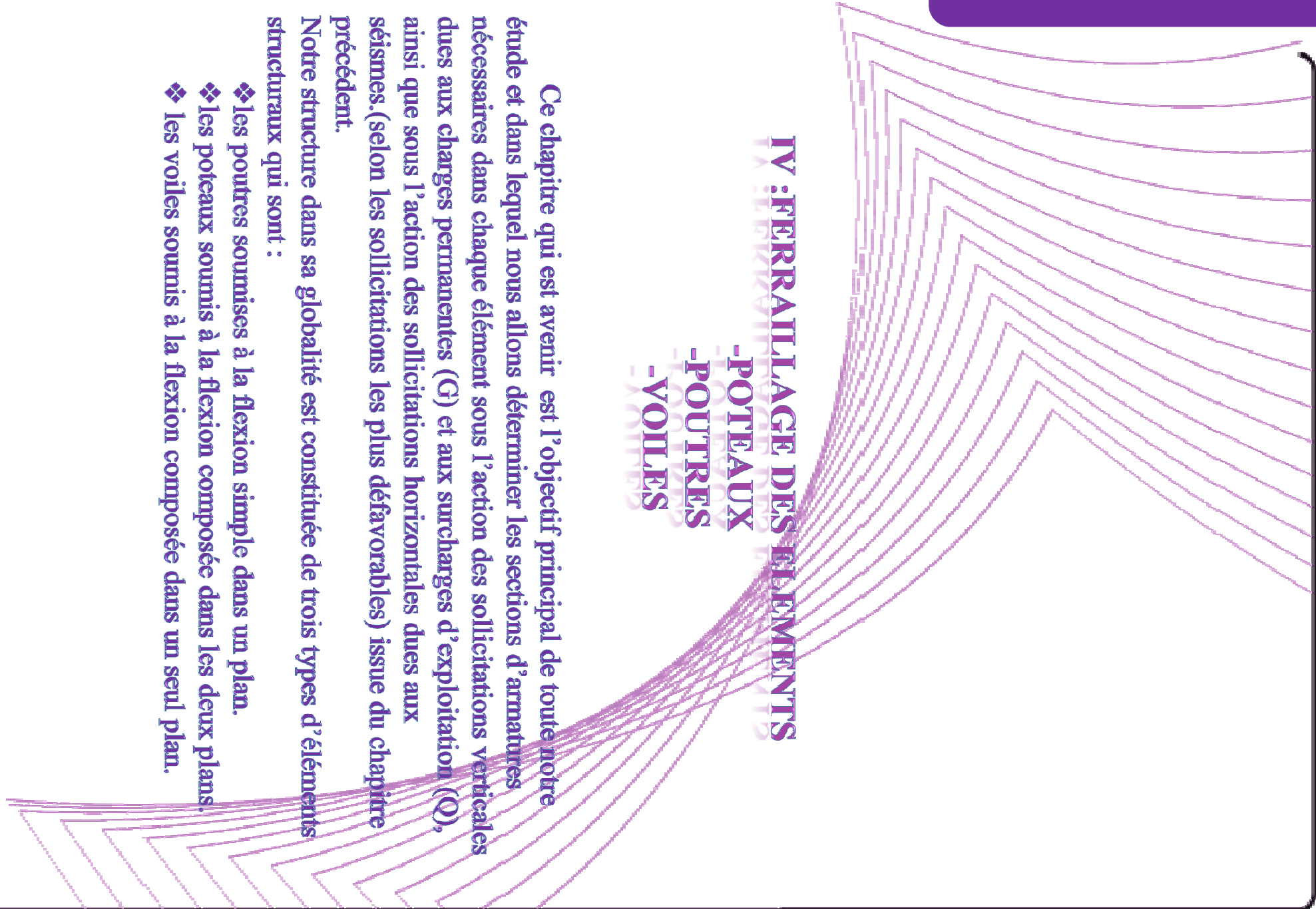
$$\frac{1226.53 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.40 \times 25} = 0.27 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- **L'effort tranchant à la base est vérifié.**
- **Le pourcentage de participation massique est vérifié.**
- **Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.**
- **L'excentricité est vérifiée.**
- **L'effet P-Delta est vérifié.**
- **Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.**

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.



IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

- POTEAUX
- POUTRES
- VOILES

Ce chapitre qui est avenir est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. (selon les sollicitations les plus défavorables) issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- ❖ les poutres soumises à la flexion simple dans un plan.
- ❖ les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- ❖ les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

1) Les poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ❖ effort normal maximal et le moment correspondant.
- ❖ effort normal minimal et le moment correspondant.
- ❖ moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons : $1,35G+1,5Q$; $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

1-1) Les recommandations pour le ferrailage :

❖ **Recommandations du RPA :** (zone IIa)

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement

❖ **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**0,8% x b x h**) :

- Poteau (40x45) : $A_{min}=0,008 \times 40 \times 45 = 14.4\text{cm}^2$
- Poteau (35x40) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 40 = 11.2\text{cm}^2$
- Poteau (30x35) : $A_{min}=0,008 \times 30 \times 35 = 8.4\text{cm}^2$
- Poteau (25x30) : $A_{min}=0.008 \times 25 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage total maximum :**

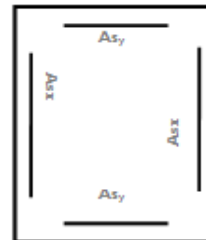
Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

❖ **Zone courante sera de 4% x b x h**

- Poteau (40 45) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72\text{cm}^2$
- Poteau (35 40) : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2$
- Poteau (30 35) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$
- Poteau (25x30) : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2$

❖ **Zone de recouvrement sera de 6% x b x h**

- Poteau (40 45) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108\text{cm}^2$
- Poteau (35 40) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2$
- Poteau (30 35) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$
- Poteau (25x30) : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ **Asx**



❖ **Conventions**

- **Efforts normaux :** $N > 0$: compression
 $N < 0$: traction
- **Ferrailage** As_x : armatures dans le sens xx.
 As_y : armatures suivant le sens yy.

1-2) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Section entièrement tendus :
$$e = \frac{M_U}{N_U} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



Ast sup et Ast inf seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{st\ sup} \times \sigma_{st} + A_{st\ inf} \times \sigma_{st} \\ A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_u \right) = 0 \end{cases}$$

B) - Section partiellement comprimée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante. $(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f$

avec $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ moment fictif

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée,

donc le calcul se fait comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$

Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée. (SSA)
Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)
donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$$\mu_1 = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}; \quad A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

avec $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

C) - Section entièrement comprimée :

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée. il y a deux cas possible de ferrailage après vérification de la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \quad (B)$$

_ Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}; \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

_ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \text{ Avec } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant: 40FI

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

1- 3): Ferrailage des poteaux

Niv	Section (cm ²)	Sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
Zone I	25 x 30	Xx	Cou	1	366.71	29.921	SPC	0	0	8HA12
				2	17.47	11.238	SPC	0	0.96	
				3	191.86	41.057	SPC	0	2.51	
			Acc	1	271.16	24.906	SPC	0	0	
				2	0.32	3.495	SET	0	0.32	
				3	135.54	33.54	SPC	0	1.57	
		Yy	Cou	1	366.71	29.921	SPC	0	0	
				2	17.47	11.238	SPC	0	0	
				3	191.86	41.057	SPC	0	0	
			Acc	1	284.48	31.82	SPC	0	0	
				2	0.19	1.033	SPC	0	0.09	
				3	146.75	42.29	SPC	0	2.39	
Zone II	30 x 35	Xx	Cou	1	891.42	32.374	SPC	0	0	4HA14 +4HA12
				2	92.96	12.47	SPC	0	0	
				3	530.31	43.7	SPC	0	0	
			Acc	1	655.49	28.36	SPC	0	0	
				2	23.81	2.77	SET	0	0	
				3	347.54	38.36	SPC	0	0	
		Yy	Cou	1	891.42	32.374	SPC	0	0	
				2	92.96	12.47	SPC	0	0	
				3	530.31	43.7	SPC	0	0	
			Acc	1	704.22	37.28	SPC	0	0	
				2	0.24	2.063	SET	0	0.16	
				3	357.03	47.60	SPC	0	0	
Zone III	35 x 40	Xx	Cou	1	1432.38	28.83	SPC	0	0	8HA14
				2	241.71	13.864	SPC	0	0	
				3	1070.51	40.54	SPC	0	0	
			Acc	1	1049.22	25.831	SPC	0	0	
				2	24.73	3.646	SET	0	0	
				3	712.6	4.05	SPC	0	0	
		Yy	Cou	1	1432.38	28.83	SPC	0	0	
				2	241.71	13.864	SPC	0	0	
				3	1070.51	40.54	SPC	0	0	
			Acc	1	1138.1	35.44	SPC	0	0	
				2	0.21	7.78	SET	0	0.52	
				3	691.79	48.209	SPC	0	0	
Zone VI	40 x 45	Xx	Cou	1	2006.12	6.486	SPC	0	0	4HA16 +4HA14
				2	435.56	8.058	SPC	0	0	
				3	1641.4	45.089	SPC	0	0	
			Acc	1	1630.46	9.282	SPC	0	0	
				2	2.61	7.319	SET	0	0.40	
				3	1125.55	40.623	SPC	0	0	
		Yy	Cou	1	2006.12	6.486	SPC	0	0	
				2	435.56	8.058	SPC	0	0	
				3	1641.4	45.089	SPC	0	0	
			Acc	1	1580.14	6.524	SPC	0	0	
				2	356.18	7.607	SET	0	0.53	
				3	1058.47	49.668	SPC	0	2.54	

Tableau 1: Ferrailage des poteaux

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS➤ **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- ❖ Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- ❖ Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ **Diamètre des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Φ : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrés par deux cadres en 8.

Soit ($= 2,01 \text{ cm}^2$).

➤ **Calcul des espacements :**

L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm}\} = \min \{15 \times 1,2; 40\text{cm}; 40+10\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec a : est la petite dimension du poteau.

Soit $S = 15 \text{ cm}$

➤ **Les recommandations du RPA 99** (Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élanement géométrique λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Remarque : Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élanement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

➤ **Élanement géométrique du poteau : $\lambda = L_f / i$**

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,707 L_0$).

i : rayon de giration $i = \sqrt{I/S}$

L_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau $[(b-c) \times (h-c)]$.

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3/12$) par rapport à l'axe faible.

$\lambda = L_f / i$: Élanement du poteau.

$$\lambda = L_f / i_{\min} \quad \text{tel que : } i_{\min} = \sqrt{I_{\min} / S} = 0.139$$

$$\lambda = \frac{0,707 L_0}{i} = \frac{2.884}{0,139} = 20.75$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2,50.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 32.02 \text{ kN}$.

• Application numérique : $t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho \times V_u} = \frac{201 \times 408 \times 400}{2,5 \times 32.02 \times 10^3} = 40,9 \text{ cm}$

➤ **Espacement maximal des armatures transversales :** (Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- ❖ En zone nodale $S_t \leq \min(10 \phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$ On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.
- ❖ En zone courante $S_t' \leq 15 \phi_1^{\min} < 18 \text{ cm}$ On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit : $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$

- ❖ Zone I (25x30) : $A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$ $A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**
- ❖ Zone II (30x35) : $A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**
- ❖ Zone III (35x40) : $A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**
- ❖ Zone VI (40x45) : $A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

1-4) Les vérifications à l'ELU :

➤ **Longueur de recouvrement :**

- ❖ Zone I : $L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.
- ❖ Zone II : $L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.
- ❖ Zone III : $L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.
- ❖ Zone VI : $L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.6 = 64$

➤ **Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003)**

- ❖ Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$. $T_q h$: Hauteur de la poutre
- ❖ Au niveau des poteaux : $h' = \max = (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 \text{ cm})$.
 $b1, h1$: Dimensions du poteau. et he : Hauteur entre nu des poteaux.
- ❖ poteaux de s /sol : $h' = \max = (373/6 ; 40 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 62 \text{ cm}$.
- ❖ Poteaux de RDC et autres niveaux : $h' = \max = (271/6 ; 40 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$.

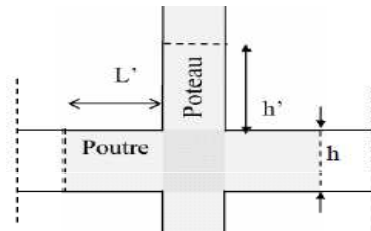


Figure 6: Délimitation de la zone nodale.

➤ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221) $L_s = (\phi_1 \cdot f_e) / 4 \tau_{su}$ tel que : $\tau_{su=0.6} \Psi s^2 f_{t28}$**

$f_{t28=0.6+0.06} f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence

- ❖ Pour les HA12 : $l_s = (1.2 \times 400) / 4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 42.32 \text{ cm}$
- ❖ Pour les HA14 : $l_s = (1.4 \times 400) / 4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 49.38 \text{ cm}$
- ❖ Pour les HA16 : $l_s = (1.6 \times 400) / 4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 56.44 \text{ cm}$

1-5) Vérifications à l'ELS

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'air de la section homogène totale :

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$$

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15 \left[A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max \sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

➤ Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + L_c$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec } L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcule } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - q), u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcule alors : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}, \text{ puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_2^1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right)$$

$$2) y_2^2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$3) y_2^3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

On prendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{\text{bc}} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Sens y-y:

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $A_{s_{2adopté}}$.

Aciers comprimés : $A_{s_{2adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

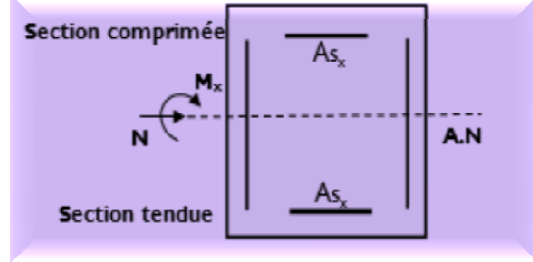
σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.



Remarque

Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	Section [cm ²]	N(kn)	M [kN.m]	e	(H/6)-c	OBS	σ_{bs} [Mpa]	σ_{ss} [Mpa]	σ_{bi} [Mpa]	σ_{si} [Mpa]	Obs
Zone I	25x30	267.89	21.78	0.08	0.02	SPC	1.7	24.1	0.4	8.6	CV
		12.79	8.197	0.64	0.02	SPC	0.5	4.9	19.2	0	CV
		140.6	29.93	0.21	0.02	SPC	2	23	38.7	0	CV
Zone II	30x35	650.03	23.56	0.03	0.028	SPC	2.8	43.5	55	3.7	CV
		68.03	9.09	0.13	0.028	SPC	0.6	8.1	1.2	0.1	CV
		387.03	31.82	0.08	0.028	SPC	2.5	35.5	13.9	0.8	CV
Zone III	35x40	1044.16	20.90	0.02	0.036	SET	4	61.8	90.1	6.2	CV
		176.89	10.10	0.05	0.036	SPC	1	13.9	9.7	0.6	CV
		780.51	29.50	0.037	0.036	SPC	3.6	53.5	55.6	3.7	CV
Zone VI	40x45	1458.13	4.65	0.003	0.045	SET	4.7	73.6	120.5	8.3	CV
		318.62	5.86	0.01	0.045	SET	1.2	18.5	23	1.6	CV
		1195.17	32.59	0.02	0.045	SET	5	75	78.9	5.3	CV

Tableau 2: Calcul des contraintes

→ Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

➤ Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 1,875 \text{ Mpa}$.

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0,075**.

*) Zone (40x45) $\tau_u = \frac{14.8 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,078 \text{ Mpa}$; $\tau_u = \frac{10.8 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,057 \text{ Mpa}$

*) Zone (35x40) $\tau_u = \frac{16.4 \times 10^3}{350 \times 420} = 0,111 \text{ MP}$; $\tau_u = \frac{12.5 \times 10^3}{350 \times 420} = 0,085 \text{ Mpa}$

*) Zone (30x35) $\tau_u = \frac{33.5 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,299 \text{ Mpa}$; $\tau_u = \frac{27 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,241 \text{ Mpa}$

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

→ Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

• **Condition de non fragilité** (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

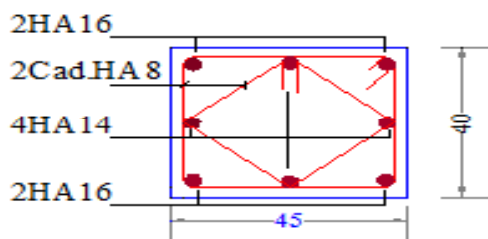
$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

Les vérifications sont résumées comme suite :

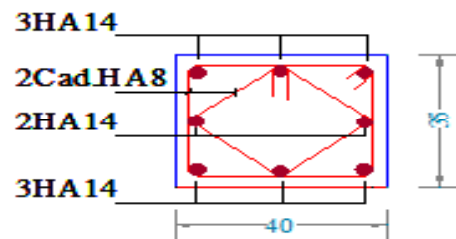
Niv	Section [cm ²]	Ns[kN]	M s[kN.m]	e _s [m]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Obs
Zone I	25x30	267.89	21.78	0.08	1.162	6	cv
		12.79	8.197	0.64	0.714	6	
		140.6	29.93	0.21	0.443	6	
Zone II	30x35	650.03	23.56	0.03	4.589	8.4	cv
		68.03	9.09	0.13	0.255	8.4	
		387.03	31.82	0.08	3.655	8.4	
Zone III	35x40	1044.16	20.90	0.02	4.787	11.2	cv
		176.89	10.10	0.05	10.030	11.2	
		780.51	29.50	0.037	6.530	11.2	
Zone VI	40x45	1458.13	4.65	0.003	5.108	14.4	cv
		318.62	5.86	0.01	5.426	14.4	
		1195.17	32.59	0.02	6.015	14.4	

Tableau 3: Vérification à L'ELS

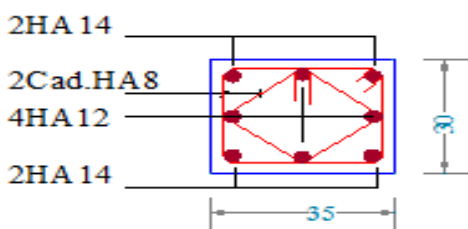
Résumé 1 : Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone IIa



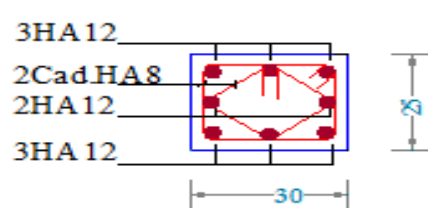
Poteau 40*45



Poteau 35*40



Poteau 35*30



Poteau 40*45

Ferrailage des poteaux

IV-2) Les poutres

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

- ELU (1,35G+1,5Q),
- Accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

2-1) Recommandations du RPA :

Pourcentage total minimum : $A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ en toute section.

- * Poutres principales (30 x 40) : $A_{\min} = 0,005(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$
- * Poutres secondaires (30 x 40) : $A_{\min} = 0,005(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$
- * Poutre de chainages (25x35) : $A_{\min} = 0,005(25 \times 35) = 4,375 \text{ cm}^2$.

Pourcentage total maximum : $A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,
 $A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

- * Poutres principales et secondaire (30 x 40) :
 Zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$
 Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$
- * Poutres de chainages (25 x 35) :
 Zone courante : $A_{\max} = 0,04 (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$
 Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

2-2) Disposition constructive :

Conformément au (CBA 93annexe E₃), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- a. 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- b. 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- c. La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à de la portée.

2-3) Etapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

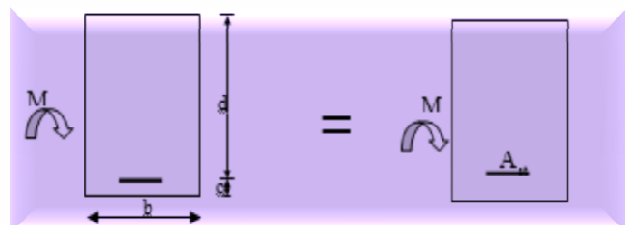
- A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A_c : section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

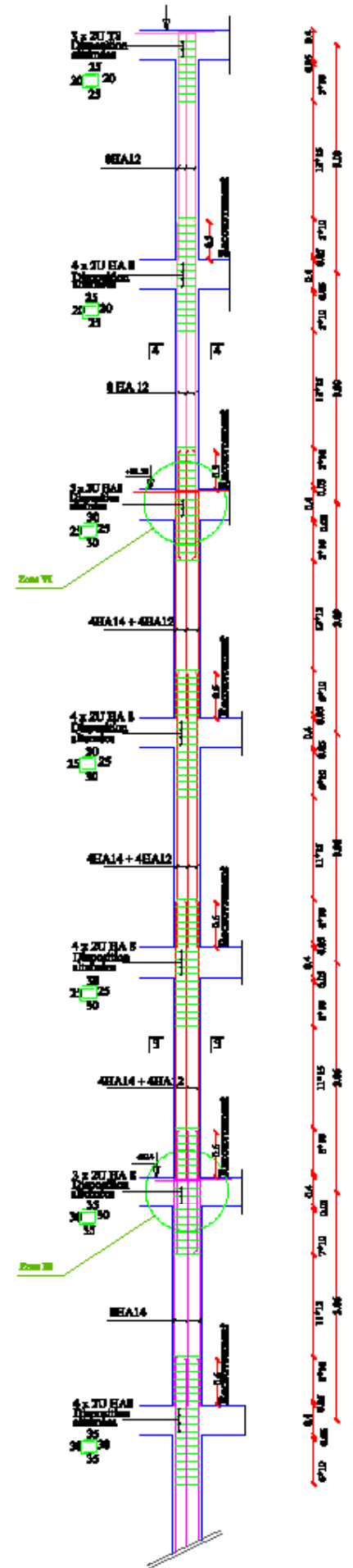
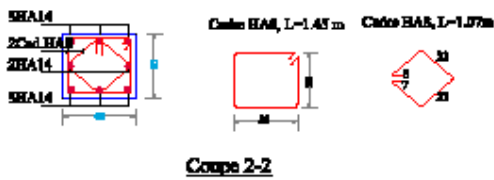
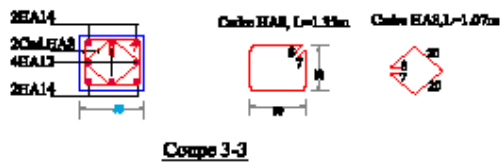
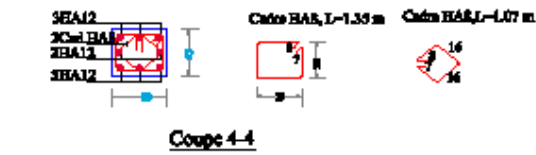
Calcul du moment réduit « μ » : $\mu = M / bd^2f_{bu}$

Calcul du moment réduit limite « μ_1 » : $\mu_1 = 0,392$ pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

1. **1er cas :** $\mu \leq \mu_1$ Section simplement armée (SSA)
 Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires





République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de T.O

Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

Réalisé par :
Melle HADJ ALI Kahina
Mlle BOUARAB Sofien

Dirigé par :
Mr MEGHAT

Plan de ferrillage
des poteaux

Plan N°:

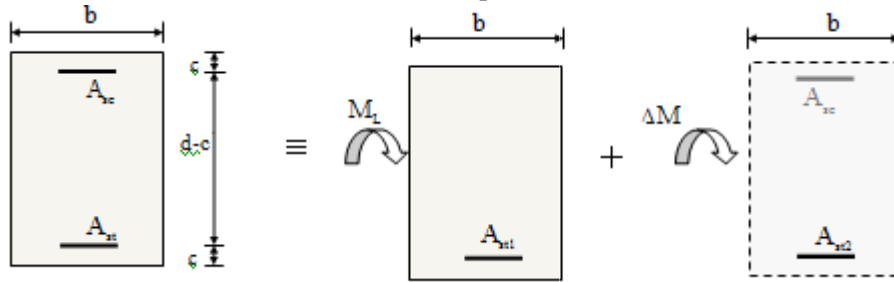
Année : 2015

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

2. 2ème cas : $\mu \geq \mu_1$ Section Section doublement armée (SDA)

$$MR = \mu l \cdot b \cdot d^2 \cdot \Sigma bc$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{B \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

2-4) Ferrailage des poutres :

Nota : En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{ac} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

A) Calcul des ferrailage

□ Exemple de calcul :

Poutre principale (30x40)

M = 83.774 kN.m correspond aux combinaisons accidentelles

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{83.774 \times 10^6}{300 \times 375^2 \times 18.48} = 0.107 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour $\mu = 0.107 \Rightarrow \beta = 0.936$

$$A_{s_{up}} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{83.774 \times 10^5}{0.936 \times 37.5 \times 348 \times 10^2} = 6.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{filantes}} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{chapeaux}} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

□ Calcul des ferrailage des défilantes poutres

Poutres	M (kN.m)	Comb	b mm	d mm	Fbc Mpa	μ	β	σ_s Mpa	As (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage adoptée		
											filantes	chapeaux	
P-P	Travée	24.698	ELU	300	375	14.2	0.042	0.979	348	1.93	6.78	3HA12	
	Appuis	83.774	Acci	300	375	18.48	0.107	0.936	348	6.86	8,01	3HA14	3HA12
P-S	Travée	36.442	ELU	300	375	14.2	0.062	0.968	348	2.88	4.62	3HA14	
	Appuis	96.056	Acci	300	375	18.48	0.198	0.889	348	9.15	9.24	6HA14	
P-C	Travée	14.917	ELU	250	325	14.2	0.040	0.98	348	1.35	2.36	3HA10	
	Appuis	24.589	Acci	250	325	18.48	0.050	0.974	348	2.23	2.36	3HA10	

Tableau 1 : Ferrailage des poutres

2-5) Vérifications des poutres à l'ELU

❖ Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2 .1/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

_ poutres principales : $A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times 2.1 / 400 = 1.36 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{\text{min}}$

_ poutres secondaires : $A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times 2.1 / 400 = 1.36 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{\text{min}}$

_ poutres de chaînage : $A_{\text{min}} = 0.23 \times 25 \times 32.5 \times 2.1 / 400 = 1.18 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{\text{min}}$

La condition de non fragilité est vérifiée

❖ Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1 /BAEL91 modifiées 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau = T_u^{\text{max}} / b_0 d \leq \tau_u$$

T_u^{Max} : Effort tranchant max à l'ELU. il est représenté dans l'ETABS par le **Max** des valeurs absolue de V_2

Pour la fissuration non préjudiciables : $\tau_u = \min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\text{MPa}$

-Pour les poutres principales : $\tau_u = 9.09 \times 10^3 / (300 \times 375) = 0.081 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u \leq \tau_u$

-Pour les poutres secondaires : $\tau_u = 11.9 \times 10^3 / (300 \times 375) = 0.11 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u \leq \tau_u$

-Pour les poutres de chaînage: $\tau_u = 6.19 \times 10^3 / (250 \times 325) = 0.078 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u \leq \tau_u$

Les contraintes sont vérifiées

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91 modifiées 99 Art A5.1.32)

Lorsqu' au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$

on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$D'ou \quad A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

$$\alpha) \quad \text{Poutres principale s : } 46.1 - \frac{50.531}{0.9 \times 0.375} = -103.62 < 0$$

$$\alpha) \quad \text{Poutres secondaire s } 29.29 - \frac{53.188}{0.9 \times 0.375} = -128.30 < 0$$

$$\alpha) \quad \text{poutres de chaînage } 21.1 - \frac{23.979}{0.9 \times 0.325} = -60.88 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées 99)

Poutres principales : $T_u = 46.1 \text{ KN} < T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.30 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 675 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $T_u = 29.29 \text{ KN} < T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.30 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 675 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $T_u = 21.1 \text{ KN} < T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.25 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 487.5 \text{ KN}$

Les contraintes sont vérifiées

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS**❖ Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton** (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$.

Avec : $\sum U_i$ Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

$$3\text{HA}16 \rightarrow \sum U_i = 3 \cdot \pi \cdot 1.6 = 15.079 \text{ cm}$$

$$3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = 3 \cdot \pi \cdot 1.4 = 13.194 \text{ cm}$$

$$3\text{HA}12 \rightarrow \sum U_i = 3 \cdot \pi \cdot 1.2 = 11.309 \text{ cm}$$

$$3\text{HA}10 \rightarrow \sum U_i = 3 \cdot \pi \cdot 1.0 = 9.424 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{46,1 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 375 \cdot 131,94} = 1,035 \text{ Mpa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{29,29 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 375 \cdot 113,09} = 0,767 \text{ Mpa}$$

$$\text{Poutres de chaînage : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{23,1 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 325 \cdot 94,24} = 0,838 \text{ Mpa}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

❖ Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,23)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \Phi 16 : l_s = 56.43 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \Phi 14 : l_s = 49.39 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \Phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \Phi 10 : l_s = 35.27 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 21.

$$\rightarrow \text{Pour } \Phi 16 : l_s = 22.57 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \Phi 14 : l_s = 19.75 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \Phi 12 : l_s = 16.92 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \Phi 10 : l_s = 14.11 \text{ cm}$$

A)- Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est : $\phi \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_i \right)$

$$\text{Poutres principales : } \phi \leq \text{Min} (11.42 ; 30 ; 12) = 11.42 \text{ mm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \phi \leq \text{Min} (11.42 ; 30 ; 12) = 11.42 \text{ mm}$$

$$\text{Poutres de chaînage : } \phi \leq \text{Min} (10 ; 25 ; 12) = 10 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 10 \text{ mm}$. **On choisira un cadre + un étrier $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$.**

B)- Calcul des espacements :

•Zone nodale (Appuis): $S_t \leq \text{Min} (h / 4 , 12 \phi_t , 30 \text{ cm})$

$$\text{-Poutres principales : } S_t \leq \text{Min} (10, 12, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ mm} \rightarrow S_t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{-Poutres secondaires : } S_t \leq \text{Min} (10, 12, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ mm} \rightarrow S_t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{-Poutres de chaînage : } S_t \leq \text{Min} (6.25, 12, 30 \text{ cm}) = 6 \text{ mm} \rightarrow S_t = 6 \text{ mm}$$

•Zone courante (Travée) : $S_t \leq h / 4$

$$\text{-Poutres principales : } S_t \leq 20 \text{ mm} \rightarrow S_t = 15 \text{ mm}$$

$$\text{-Poutres secondaires : } S_t \leq 20 \text{ mm} \rightarrow S_t = 15 \text{ mm}$$

$$\text{-Poutres de chaînage : } S_t \leq 12.5 \text{ mm} \rightarrow S_t = 10 \text{ mm}$$

2-6) Vérifications à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de déformation du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte dans l'acier est $\sigma_s = M_s / (\beta_1 \cdot d \cdot A)$;

$$\rho_1 = 100 A / (b_0 d)$$

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1

Avec : A_s : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Poutres		Ms(kN.m)	d	A _s	ρ ₁	β ₁	α ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
P-P	Appuis	36.96	375	6.78	0.719	0.877	0.372	25.65	140.304	5.470	15	vérifiée
	Travée	17.92	375	8,01	0.719	0.877	0.369	25.65	68.026	2.652		
P-S	Appuis	38.77	375	4.62	0.956	0.863	0.411	21.50	112.487	5.232		vérifiée
	Travée	26.43	375	9.24	0.956	0.863	0.411	21.50	76.684	3.567		
P-C	Travée	10.84	325	2.36	0.580	0.867	0.339	29.25	81.678	2.792	vérifiée	
	Appuis	17.47	325	2.36	0.580	0.867	0.339	29.25	131.634	4.500		

Tableau 2 : Vérifications des ferrailages des poutres à l'ELS

❖ ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

.D'après les règles du **BAEL91 modifié99**, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées

$$h / L \geq 1/16$$

$$h / L \geq M_t / 10 M_0$$

$$A_s / b \cdot d \leq 4.2 / f_e$$

A : Armatures adoptée en travée.

f_e: Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t: Moment max à l'ELS.

M₀ : Moment max isostatique.

Poutres principales :

$$q_s = G + Q = 5.45 + (0.3 \times 0.4 \times 25) + 1 = 9.45 \text{ Kn/ml}$$

$$L = 4.9 - 0.25 = 4.65 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{q_s x L^2}{8} = 25.54 \text{ KN}$$

$$h/L = 40/465 = 0,086 > 1/16 = 0,0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$h/L = 40/465 = 0,086 > M_t/(10M_0) = 17.92/10 \times 25.54 = 0.070 \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_s/(b \cdot d) = 6.03/30 \times 375 = 0,0053 < 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105 \text{ Condition vérifiée}$$

→ Les trois conditions sont toutes vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

Poutres secondaires :

$$q_s = G + Q = 5.45 + (0.3 \times 0.4 \times 25) + 1 = 9.45 \text{ Kn/ml}$$

$$L = 4.75 - 0.3 = 4.45 \text{ m}$$

$$M_o = \frac{q_s x l^2}{8} = 26.65 \text{ KN}$$

$$h/L = 40/445 = 0,089 > 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$h/L = 40/445 = 0,089 < M_t/(10M_o) = 26.43/10 \times 26.66 = 0.099 \dots\dots\dots \text{ Condition non vérifiée}$$

$$A_s/(b.d) = 10.65/30 \times 375 = 0,0094 < 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

→Les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Poutres de chaînages :

$$q_s = G + Q = 5.45 + (0.3 \times 0.4 \times 25) + 1 = 9.45 \text{ Kn/ml}$$

$$L = 4.75 - 0.3 = 4.45 \text{ m}$$

$$M_o = \frac{q_s x l^2}{8} = 26.65 \text{ kn}$$

$$h/L = 35/445 = 0,089 > 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$h/L = 35/445 = 0,089 > M_t/(10M_o) = 10.47/10 \times 26.65 = 0.039 \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_s/(b.d) = 4.71/25 \times 32.5 = 0,0005 < 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105 \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

→Les trois conditions sont toutes vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche dans le sens des

Remarque →On fait le calcul de la flèche juste pour les **Poutres secondaires** donc le sens longitudinal :

→On fait le calcul pour la **plus grande travée**

$$\text{La flèche admissible } f = \frac{L}{500} = \frac{4450}{500} = 8.9 \text{ cm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée:

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n = 15$) par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\text{Calcul des coefficients: } \lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

La contrainte dans les aciers tendus: $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ (Voir l'état limite de résistance du béton en compression).

Le résultat de vérification des poutres secondaires du dernier étage sont donnés dans le tableau suivant.

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (A.6.5.2)
Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

M_{ts} KNm	L cm	E_v Mpa	h cm	A_{adp} cm ²	σ_{st} Mpa	ρ	b	λ	μ	I_0 cm ⁴	I_{fv} cm ⁴	f_v mm	f_{adm} mm
26.43	445	10818	40	10.65	77.72	0.0096	0.983	0.875	0.277	206167	182525	2.650	8.9

Tableau 3 : calcul de la flèche

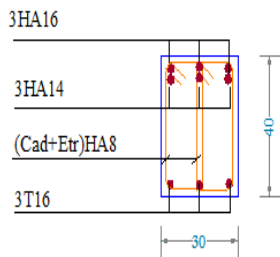
→ la flèche est vérifiée

Résumé 2: Le ferrailage des poutres est récapitulé comme suite

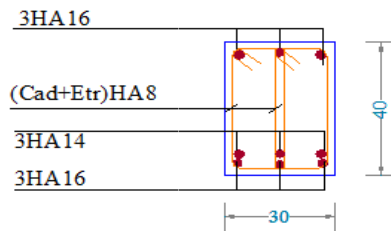
- ❖ Poutres principales :
 - _ Armatures longitudinales : En travée : 3HA16+3HA14
Aux appuis : 6HA16+3HA14
 - _ Armatures transversales : Zone courante : Cadre+étrier HA8
Zone nodale : Cadre+étrier HA8
- ❖ Poutres secondaires :
 - _ Armatures longitudinales : En travée : 6HA14
Aux appuis : 3HA14
 - _ Armatures transversales : Zone courante : Cadre+étrier HA8
Zone nodale : Cadre+étrier HA8
- ❖ Poutres de chaînage
 - _ Armatures longitudinales : En travée : 3HA10
Aux appuis : 3HA10
 - _ Armatures transversales : Zone courante : Cadre+étrier HA8
Zone nodale : Cadre+étrier HA8

Poutres principales:

En travée

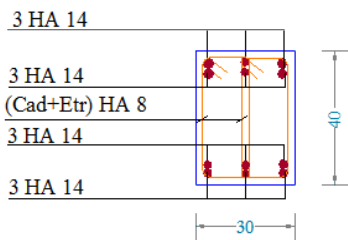


Aux appuis

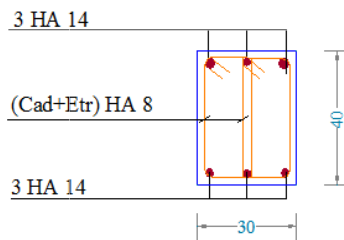


Poutres secondaires :

En travée

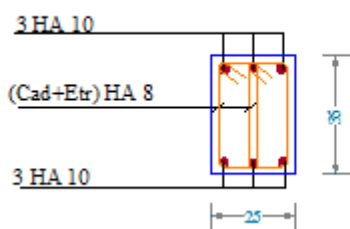


Aux appuis

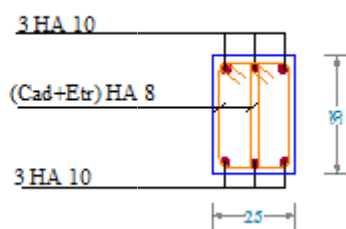


Poutres de chaînage :

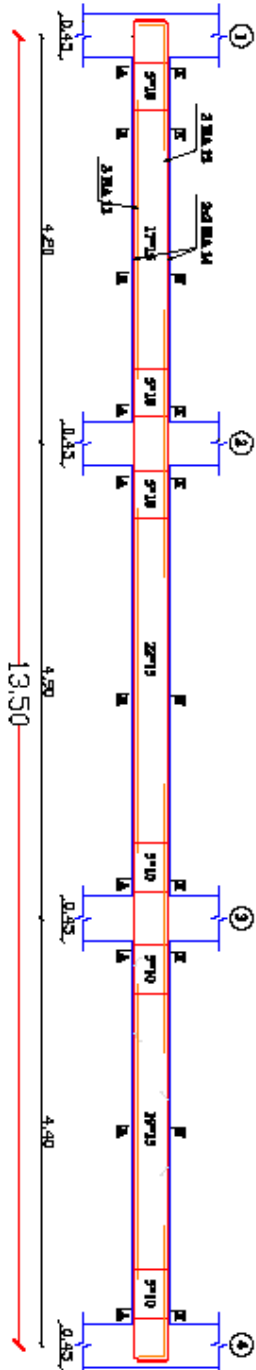
En travée



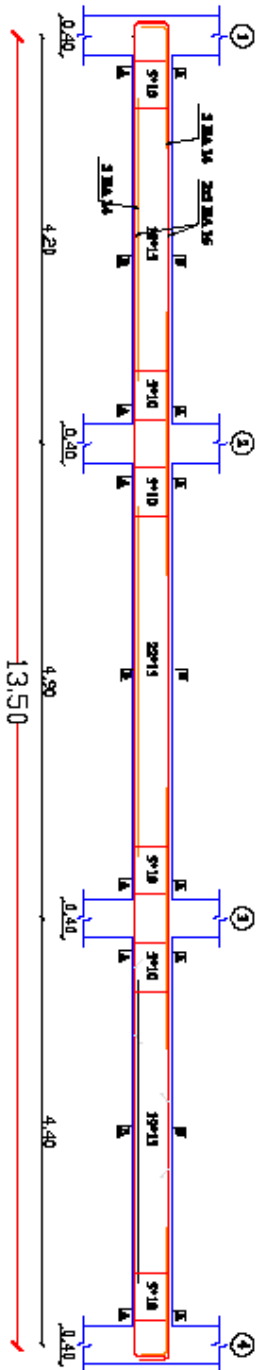
Aux appuis



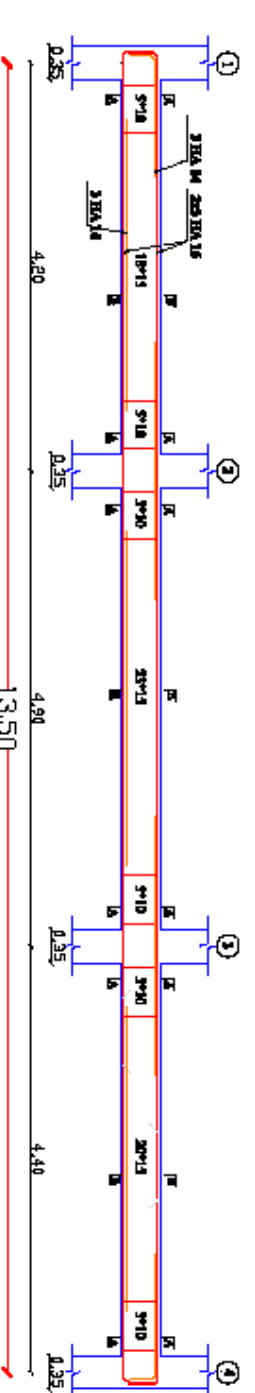
Poutres principales fil A,B,C,D,E et F pour les niveaux (Sous Sol, RDC & 1^{er})



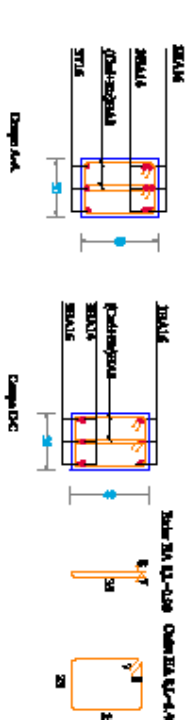
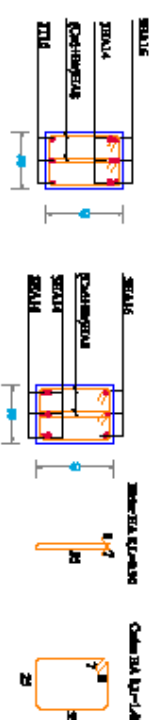
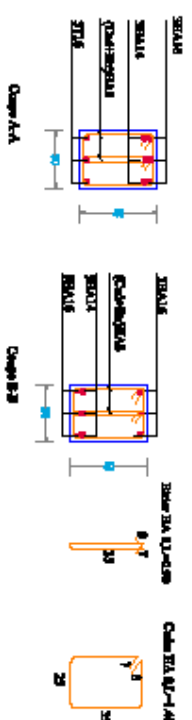
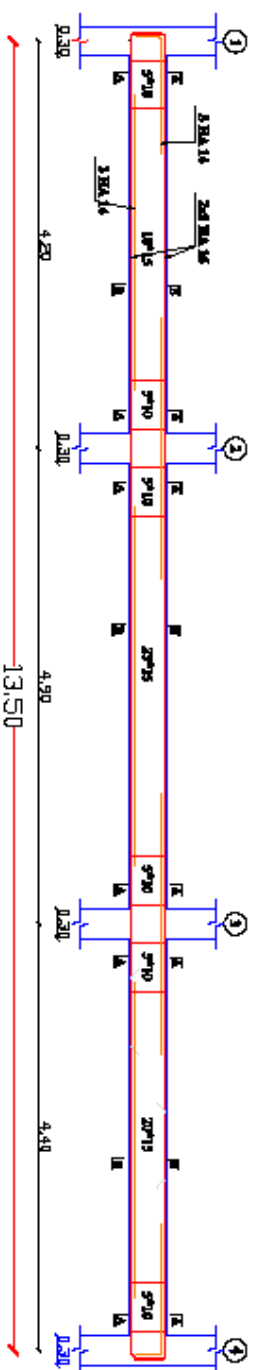
Poutre principale fil A et F pour les niveaux (Séme, Séme et 7ème)



Poutre principale fil A et F pour les niveaux (Séme, Séme et 7ème)



Poutre principale fil A et F pour les niveaux (Séme et Séme)



Représentation algébrique dimensionnelle et géométrique
 Triangulaire Métrique Métrique (m T.O)

Échelle par :
 Melle BALDI ALI Khatim
 Melle HOKAYAB SHAM

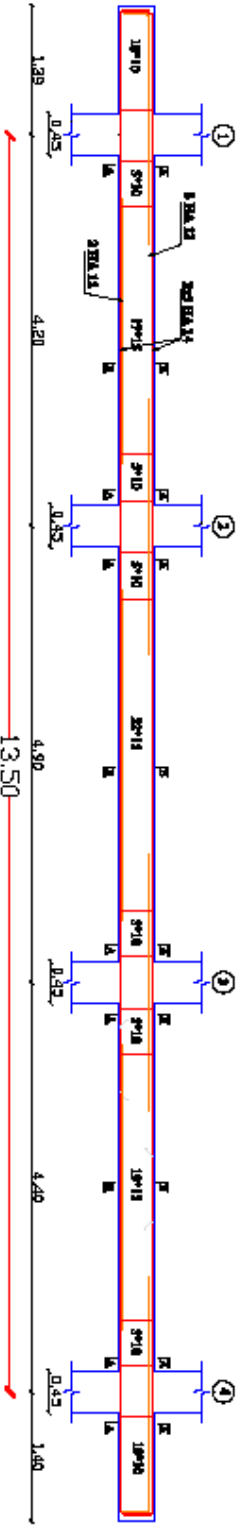
Plan de ferrailage
 des poutres principales

Dirigé par :
 Mc MERGHEAT

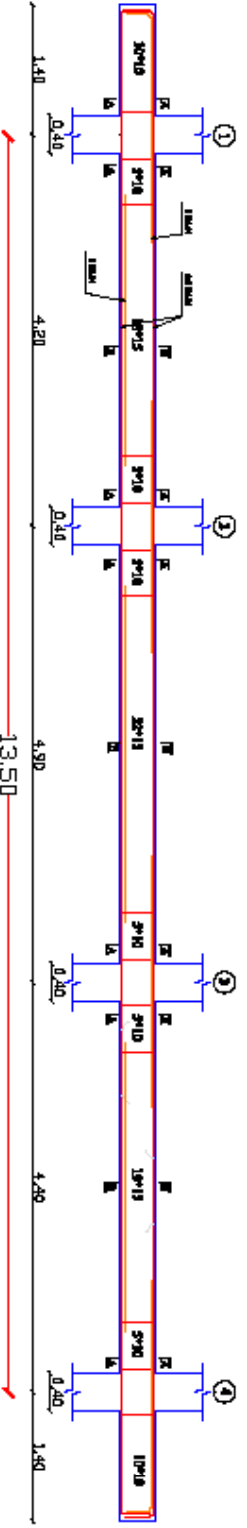
Date N°:

Année : 2013

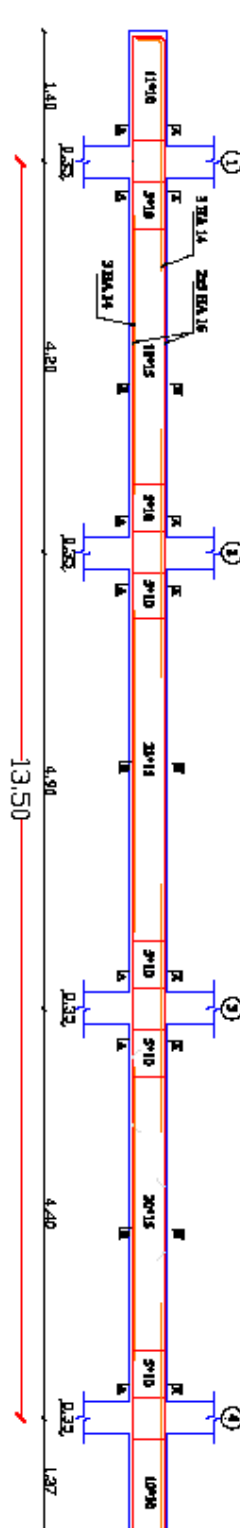
Revue principale file B,C,D & E pour le 1er étage



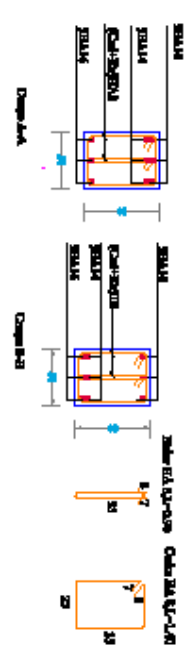
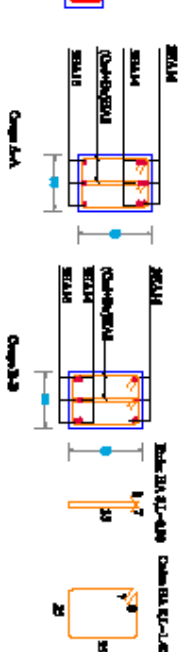
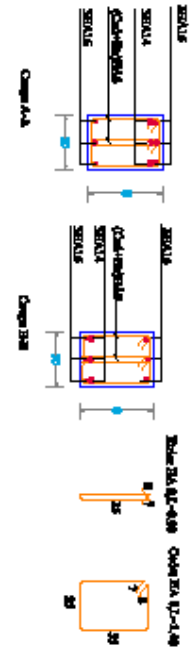
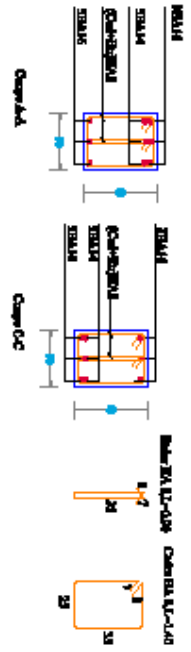
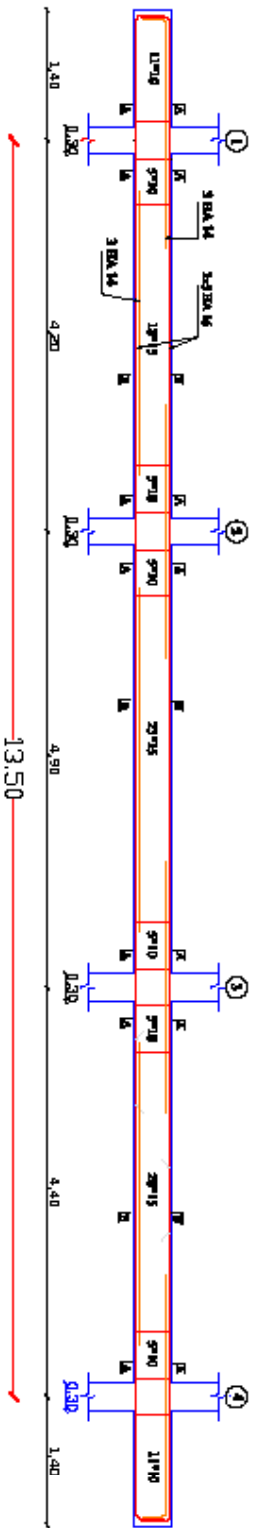
Revue principale file B,C,D & E pour les étages (Géomé, Béton et Acier)



Revue principale file B,C,D & E pour les étages (Géomé, Béton et Acier)

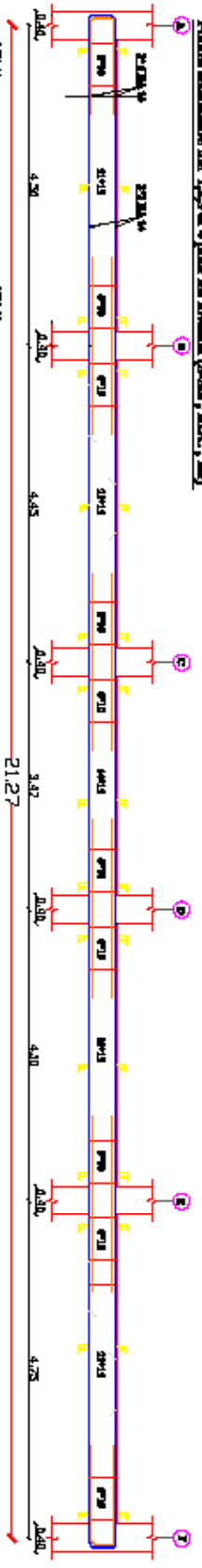


Revue principale file B,C,D & E pour les étages (Géomé et Béton)

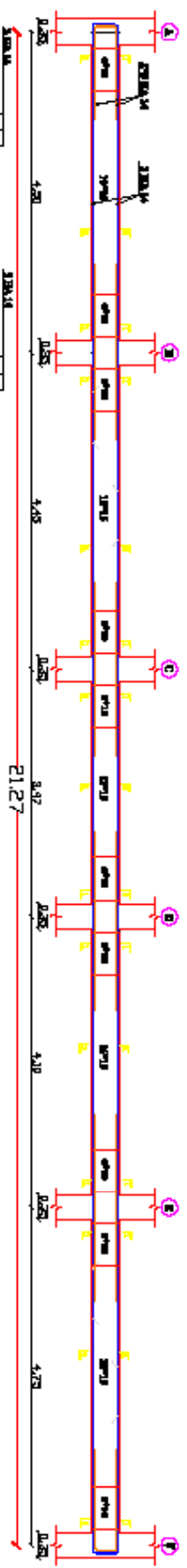


Révisé par : M. EL KHAYAT M. EL KHAYAT		Plan de Revêtement des pontons extérieurs		Date : 17/11/2013	
Approuvé par : M. EL KHAYAT M. EL KHAYAT		Plan de Revêtement des pontons extérieurs		Date : 17/11/2013	

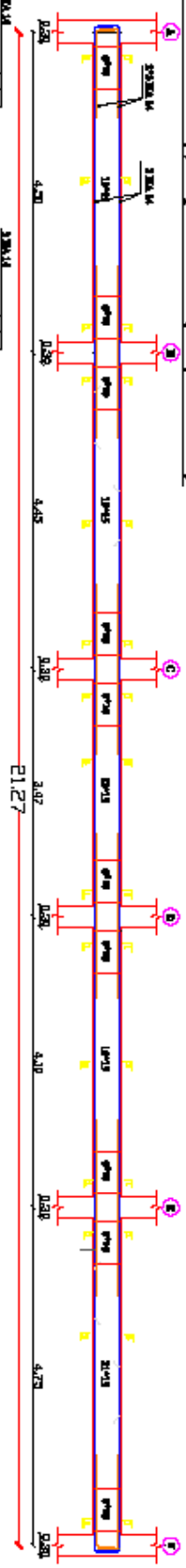
Processus secondaire filin 1,2,3 et 4 pour les structures (R+SD, RDC, 1er)



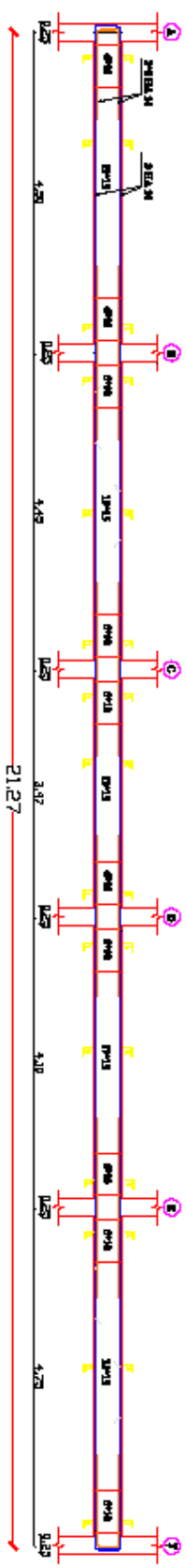
Processus secondaire filin 1,2,3 et 4 pour les structures (R+SD, 1er et 2ème)



Processus secondaire filin 1,2,3 et 4 pour les structures (R+SD, 1er et 2ème)



Processus secondaire filin 1,2,3 et 4 pour les structures (R+SD et 1er)



Responsable de l'étude : Abdelhakim EL KHAYAT Responsable de la réalisation : Abdelhakim EL KHAYAT		Responsable de la vérification : Abdelhakim EL KHAYAT Responsable de la validation : Abdelhakim EL KHAYAT	
Date de l'étude : 10/05/2024 Date de la réalisation : 10/05/2024		Date de la vérification : 10/05/2024 Date de la validation : 10/05/2024	
Lieu de l'étude : Algérie Lieu de la réalisation : Algérie		Lieu de la vérification : Algérie Lieu de la validation : Algérie	

IV-3) Les voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales.

Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- _ Armatures verticales
- _ Armatures horizontales
- _ Armatures transversales

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Combinaisons d'action : Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales a prendre sont données ci-dessous:

BAEL.91/modif 99 : ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modif 2003 : 0.8 G ±E

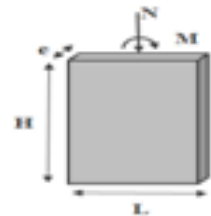
G + Q ±E

3.1) Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées directement du fichier résultats.

Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d)

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par ce qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :



$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) ; L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

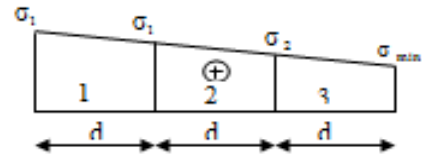
L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement comprimée exemple avec 3 bande

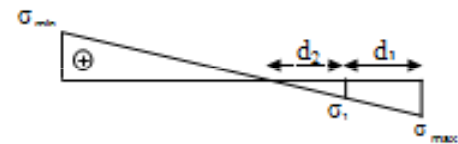
Avec e : épaisseur du voile.

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e ; N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



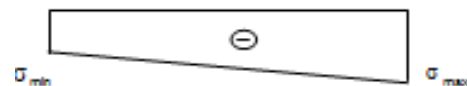
Section partiellement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e ; N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



D. Section entièrement tendue

$$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times L \times e$$



3.2) Armatures verticales

Situation accidentelle : = 400 MPa ; = 18,48 Mpa

Situation courante : = 348 MPa ; = 14,20 Mpa

Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{V_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

3-3) Armatures minimales

Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad \text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

Section partiellement comprimée :

$$\frac{Bf_{t28}}{f_e} A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)}.$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad \text{Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)}.$$

tq B : section du tronçon considéré

Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)}$$

$$A_{\min} \geq 0.02B \quad \text{Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)}$$

3-4) Armatures horizontales

➤ Exigence du RPA :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 .
- $A_H > 0,15\% \times B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

➤ Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :(Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0,15\% B$
- Zone courante : A_V et $A_h \geq 0,10\% B$

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

3- 5) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement les aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

❖ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs

$$\text{suivantes : } \quad St \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } St \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm



Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3-6) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Vérification à L'ELS

❖ Vérification de la contrainte dans le béton

Pour cet état ,on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement « dans l'acier » :

➤ D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99). Il faut vérifier que $\frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

3-7) Exemple de calcul : (voile V_{x1} du sous sol)

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{x1} de longueur $L= 4.2$ m (Sous Sol) et d'épaisseur $e= 0.20$ m

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 3368.61 \text{ kN/m}^2 && \text{traction} \\ \sigma_{\min} &= -7682.27 \text{ kN/m}^2 && \text{compression} \end{aligned}$$

A. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V_{x1} qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3368.61}{3368.61 + 7682.27} \times 4.2 = 1.28 \text{ m}$$

Donc : $L_c = 1.28 \text{ m} \rightarrow L_t = 2.92 \text{ m}$

B. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{4.2}{2}; \frac{2}{3} \times 1.28\right) = 0.854 \text{ m}$$

On opte pour $B=0.85$ m donné par le maillage en 4 parties
 _ bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)
 _ bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

C. Ferrailage du voile

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t . Pour ce qui est des parties comprimées : le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferrillés avec le ferrailage minimum.

➤ **Calcul de la section d'acier**

Bande 1 : $\sigma_t = 3368.61 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_1 = 5436.530 \text{ KN/m}^2$$

$$d_1 = d = 0.854 \text{ m et } e = 0,2 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à $N_1 = \frac{\sigma_t + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = 1119.711 \text{ kN}$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale $A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1119.71 \times 10^3}{400 \times 100}$

Donc : $A_{v1} = 27.993 \text{ cm}^2$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale : $N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d_2 \times e = 1123.301 \text{ kN}$

Bande 2 : $\sigma_1 = 5436.530 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_2 = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 2.066 \text{ m et } e = 0,20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale : $A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{1123.30 \times 10^3}{400 \times 100}$

➤ **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2 % B.

Par conséquent chaque maille ($B=0,854$ m) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{\min} = 0.002 * 85.40 * 20 = 3.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'acier /nappe /bande :**

Bande 1 : $\frac{A_{v1}}{8} = 13.99 \text{ cm}^2$

Bande 2 : $\frac{A_{v2}^2}{8} = 14.04$

➤ **Armature de couture :²**

$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_c}$; avec $\bar{V} = 1,4V_u$

$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 439.62 \times 10}{400} = 16.925 \text{ cm}^2$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

➤ **Armature total :**

Bande 1 : $A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 16.11 \text{ cm}^2$ on adopte 2x6 HA 14 = 18.48 cm².

Bande 2 : $A_{tot2} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 16.16 \text{ cm}^2$ on adopte 2x10 HA 12 = 17.75 cm².

D. Vérifications à L'ELU:

➤ **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de : $A_{min} \geq \max (, 0.15\% B)$

$A_{min} \geq \max (\frac{420 \times 20 \times 2.1}{400} , 0.0015 \times 420 \times 20) \rightarrow \text{Donc : } A_{min} = 44.1 \text{ cm}^2$

La section totale adopté dans le voile est égale à **10HA20+10HA14=46.8 cm²** → **Condition vérifié**

➤ **Armatures horizontales :**

$A_h \geq \max (A_v ; 0,15 B)$

$A_h \geq \max [\frac{4}{(27.993)} ; \frac{0,15 \times 420 \times 20}{100}]$

$A_h \geq 12.6 \text{ cm}^2$

$A_h = 12.6/2 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ On adopte : **20HA8 (e=20) =10.06 cm²**

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

➤ **Vérification des contraintes :**

BAEL 91: $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{439.62 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4200} = 0.582 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,582 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

RPA 2003: $\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 439.62 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4200} = 0.814 \text{ MPa}$

$\tau_b = 0,814 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

E) Vérification à l'ELS :

$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A_b} = \frac{624.24 \times 10^3}{200 \times 4200 + 15 \times 2 \times 10^2} = 0.74 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

3-7-1) Ferrailage du voile Vt1

Caractéristiques géométriques	Etages	S-SOL	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	L(m)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
	he(entre poutre) (m)	3.87	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Sollicitation De calcul	B(m ²)	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
	I(m ⁴)	1.235	1.23	1.23	1.235	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.235	1.23
	V=V'(m)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
	T(KN)	439	402	354	344	313	279	263	223	180	147	80
	σ_{max} (KN/m ²)	3368	2509	2103	2063	1801	1581	1694	1760	1854	2066	3717
	σ_{min} (Traction) (KN/m ²)	-7682	-6318	-5204	-4832	-4089	-3479	-3624	-3464	-3390	-3290	-4291
	NATURE	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	1.28	1.19	1.20	1.257	1.28	1.31	1.33	1.41	1.48	1.62	1.94
	LT(m)	2.92	3.00	2.99	2.94	2.91	2.88	2.86	2.78	2.71	2.58	2.25
	d1(m)	0.85	0.79	0.80	0.83	0.85	0.87	0.89	0.94	0.99	1.08	1.30
	d2(m)	2.07	2.21	2.18	2.11	2.06	2.01	1.97	1.84	1.72	1.50	0.95
	σ_1 (KN/m ²)	5436	4645	3801	3457	2888	2425	2495	2290	2153	1912	2145
	N1(KN)	1119	872	725	694	597	516	545	543	548	562	724
	N2(KN)	1123	1026	830	727	594	488	491	421	371	286	241
A. coutures	A. de couture A _{vj} (cm ²)	16.92	15.51	13.63	13.24	12.08	10.74	10.13	8.62	6.94	5.67	3.10
A.Verticales	A _{v1} (cm ²)	12.27	8.66	7.34	7.41	6.58	5.87	6.38	6.90	7.51	8.83	17.18
	A _{v2} (cm ²)	12.31	10.19	8.39	7.77	6.55	5.55	5.75	5.36	5.08	4.50	3.73
	AVt1=Av1+Avj*1/4 (cm ²)	16.51	12.54	10.75	10.73	9.60	8.56	8.91	9.05	9.24	10.24	17.96
	AVt2=Av2+Avj*1/4 (cm ²)	16.55	14.07	11.80	11.08	9.57	8.23	8.28	7.51	6.82	5.92	4.51
	A _{v1 min/Bande 1} (cm ²)	8.54	7.96	8.06	8.38	8.56	8.75	8.92	9.44	9.90	10.80	13.00
	A _{v2 min/Bande 2} (cm ²)	20.66	22.10	21.85	21.05	20.59	20.13	19.70	18.41	17.25	14.99	9.51
	A.Bande1/nappe	<u>2x8 HA12</u>			<u>2x8 HA10</u>			<u>2x8 HA10</u>				
	A.Bande2/nappe	<u>2x7HA14</u>			<u>2x7 HA12</u>			<u>2x7 HA10</u>				
	Espacement Bande1	<u>15</u>			<u>15</u>			<u>15</u>				
	Espacement Bande2	<u>20</u>			<u>20</u>			<u>20</u>				
A. horizontales	Ah (BAEL) (cm ²)	4.53			3.14			3.14				
	Ahmin/m (RPA) (cm ²)	12.60			12.60			12.60				
	Ah retenue/m(cm ²)	<u>5 HA10 e=20cm</u>			<u>5HA10 e= 20 cm</u>			<u>5 HA10 e=20cm</u>				
A.transversal	A transversale(cm ²)	<u>4 épingles en HA 8 /m2</u>										
Contraintes de cisaillement	$\tau_{badmissible}=5MPa\tau_{b(RPA)}$	0.81	0.75	0.66	0.64	0.58	0.52	0.49	0.41	0.33	0.27	0.15
	$\tau_{uadmissible}=2,5 Mpar_u(BAEL)$	0.58	0.53	0.47	0.46	0.41	0.37	0.35	0.29	0.23	0.19	0.11
Contraintes ELS	Ns (KN)	624	1255	1788	2383	2955	3355	3906	4416	4738	5421	5421
	$\sigma_{bc}=15$	0.74	1.49	2.12	2.83	3.51	3.98	4.63	5.24	5.62	6.43	6.43

3-7-2) Ferrailage du voile Vt2

Niveau		S-SOL	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Caractéristiques géométriques	L(m)	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	
	he(entre poutre) (m)	3.87	3.87	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B(m ²)	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	
Sollicitation De calcul	I(m ⁴)	1.42	1.42	1.42	1.420	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	
	V=V'(m)	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	
	T(KN)	834	822	712.07	668	588	512	471	392	307	246	133	
	σ_{max} (KN/m ²)	3747	2831	2212	2213	1969	1685	1771	1801	1839	2013	3636	
	σ_{min} (Traction -) (KN/m ²)	-7578	-6179	-5033	-4698	-3959	-3346	-3402	-3289	-3249	-3216	-4322	
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	1.45	1.38	1.34	1.40	1.46	1.47	1.50	1.55	1.59	1.69	2.01	
	LT(m)	2.94	3.01	3.05	2.99	2.93	2.92	2.89	2.84	2.81	2.70	2.39	
	d1(cm)	0.97	0.92	0.90	0.94	0.97	0.98	1.00	1.04	1.06	1.13	1.34	
	d2(m)	1.97	2.10	2.16	2.05	1.96	1.94	1.89	1.81	1.75	1.58	1.05	
	σ_1 (KN/m ²)	2512	1966	1564	1518	1316	1119	1157	1144	1145	1173	1597	
	N1(KN)	608	442	338	351	320	276	294	306	317	360	701	
	N2(KN)	496	412	338	311	259	218	218	206	200	185	168	
	A . coutures	A de couture A _{vj} (cm ²)	32.12	31.67	27.41	25.75	22.66	19.71	18.14	15.09	11.83	9.50	5.16
A. verticales	A _{v1} (cm ²)	15.19	11.05	8.45	8.77	8.00	6.89	7.35	7.64	7.91	9.00	17.53	
	A _{v2} (cm ²)	12.39	10.30	8.45	7.79	6.46	5.44	5.46	5.16	5.01	4.62	4.19	
	AVt1=Av1+Avj*1/4(cm ²)	23.22	18.97	15.31	15.20	13.67	11.82	11.89	11.41	10.87	11.37	18.82	
	AVt2=Av2+Avj*1/4(cm ²)	20.43	18.22	15.30	14.22	12.13	10.37	10.00	8.93	7.97	7.00	5.48	
	A/Bande1/nappe	2*8 HA14			2*8 HA12			2*8 HA10					
	A/Bande2/nappe	2*10 HA12			2*10 HA10			2*10 HA10					
	Espacement Bande 1	12 cm			12cm			12cm					
	Espacement Bande 2	20cm			20cm			20cm					
A. horizontales	Ah (BAEL) (cm ²)	6.03			4.53			3.14					
	Ahmin/m (RPA) (cm ²)	13.20			13.20			13.20					
	Ah retenue/m(cm ²)	5 HA12 e=20cm			5 HA10 e=20cm			5 HA10 e=20cm					
A.transversal	A transversale(cm ²)	4 épingles en HA 8 /m2											
Contraintes de cisaillement	$\tau_{badmissible}=5MPa_{(RPA)}$	1.47	1.45	1.26	1.18	1.04	0.91	0.83	0.69	0.54	0.44	0.24	
	$\tau_{uadmissible}=2,5 MPa_{(BAEL)}$	1.05	1.04	0.90	0.84	0.74	0.65	0.59	0.49	0.39	0.31	0.17	
Contraintes	Ns(KN)	624	1255	1788	2383	2955	3355	3906	4416	4738	5421	5421	
ELS	$\sigma_{bc}=15$	0.71	1.42	2.03	2.70	3.35	3.80	4.42	5.00	5.37	6.14	6.14	

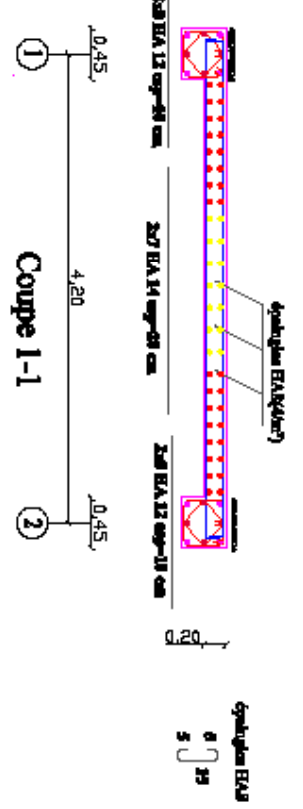
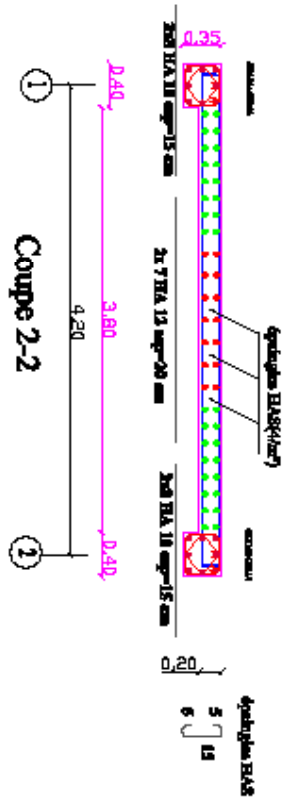
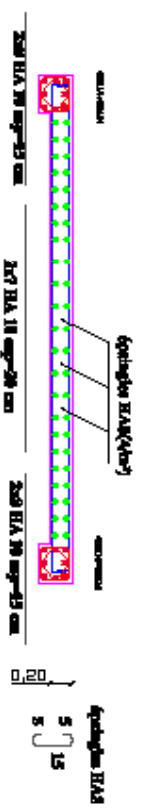
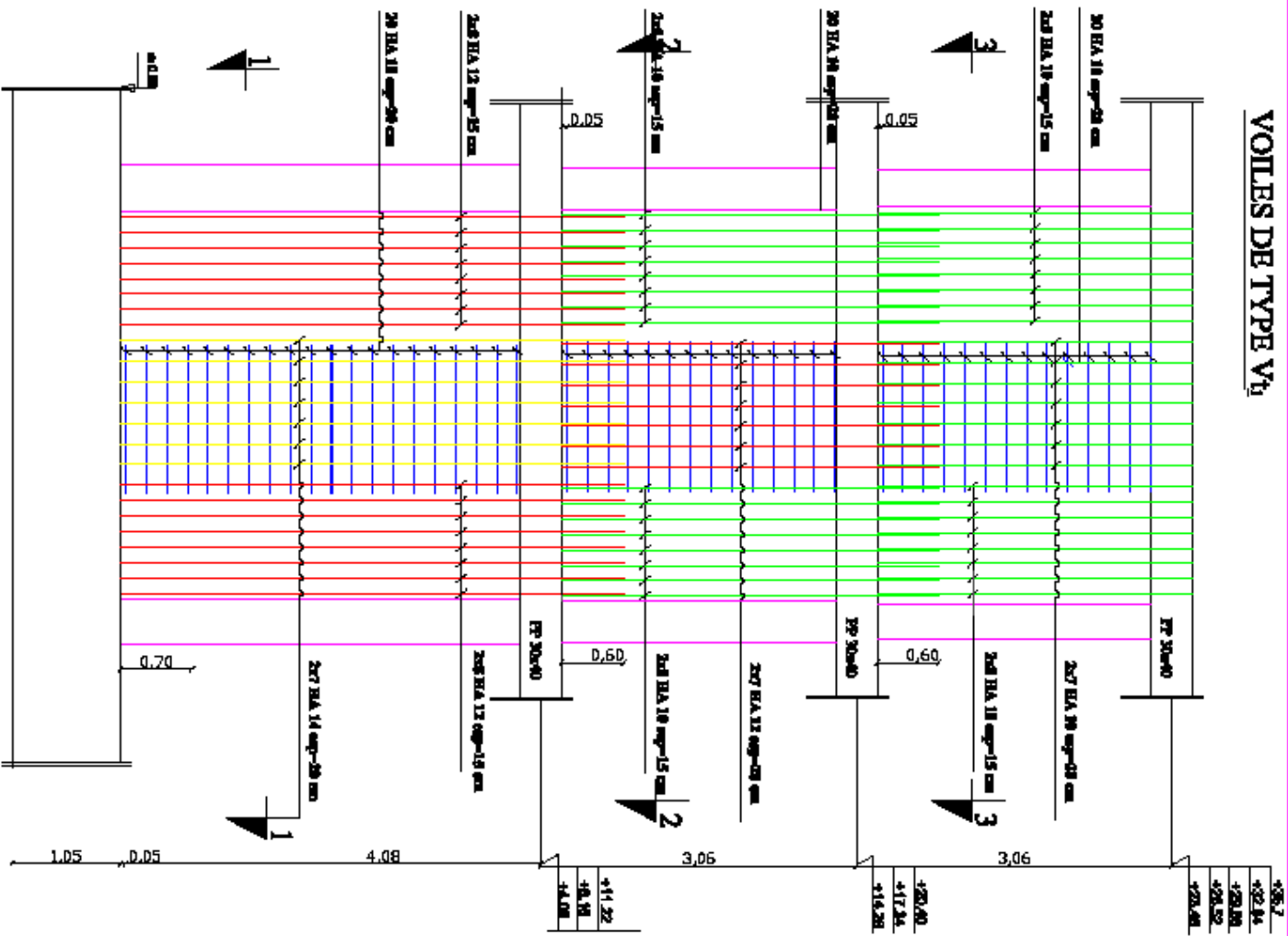
3-7-3) Ferrailage du trumeaux T1

	Etages	S-SOL	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37
	he(entre poutre) (m)	3.87	3.87	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
	e(m)	0.2	0.2	0.	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Sollicitation De Calcul	B(m ²)	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27
	I(m ⁴)	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	V=V'(m)	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
	T(KN)	951	759	611	651	555	502	471	378	297	229	83
	σ_{max} (KN/m ²)	1248	665	77	47	22	287	661	919	1179	1549	2698
	σ_{min} (Traction -) (KN/m ²)	9370	8503	7133	6373	599	5362	5226	4966	4446	4043	3931
	NATURE	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	0.16	0.10	0.01	0.01	0.05	0.07	0.15	0.21	0.29	0.38	0.56
	LT(m)	1.21	1.27	1.36	1.36	1.32	1.30	1.22	1.16	1.08	0.99	0.81
	d1(m)	0.11	0.07	0.01	0.01	0.03	0.05	0.10	0.14	0.19	0.25	0.37
	d2(m)	1.10	1.20	1.35	1.35	1.29	1.25	1.11	1.01	0.89	0.74	0.44
	σ_1 (KN/m ²)	1138	631	77	47	22	277	606	806	971	1154	1464
	N1(KN)	26	9	0	0	0	3	13	25	41	68	155
	N2(KN)	125	76	10	6	3	35	67	82	87	85	64
A. couture	A. couture A _{vj} (cm ²)	36.61	29.23	23.56	25.10	21.37	19.34	18.16	14.58	11.45	8.84	3.20
A. verticale	A _{v1} (cm ²)	0.64	0.21	0.00	0.00	0.00	0.07	0.32	0.62	1.03	1.71	3.87
	A _{v2} (cm ²)	3.13	1.90	0.26	0.16	0.07	0.87	1.69	2.04	2.16	2.13	1.61
	AVt1=A _{v1} +A _{vj} *1/4(cm ²)	8.83	7.52	5.89	6.28	5.35	4.90	4.87	4.26	3.89	3.92	4.67
	AVt2=A _{v2} +A _{vj} *1/4(cm ²)	11.32	9.21	6.15	6.43	5.41	5.70	6.23	5.69	5.03	4.34	2.41
	A _{adoptée} /bande d1/cm ²	2*3 HA12			2*3 HA12			2*3 HA10				
	A _{adoptée} /bande d2/cm ²	2* 4 HA 14			2* 4 HA 12			2* 4 HA 10				
	Espacement Bande1	10 cm			10 cm			10 cm				
	Espacement Bande2	12 10 cm			12 cm			12 cm				
A.horizontale	A _h (BAEL) (cm ²)	1.70			1.70			1.70				
	A _{hmin} /m (RPA) (cm ²)	4.11			4.11			4.11				
	A _h retenue/m(cm ²)	5 HA10 e=20cm			5 HA10 e=20cm			5 HA10 e=20cm				
A. transversale	A. transversale(cm ²)	4 épingles en HA 8 /m2										
Contraintes de cisaillement	$\tau_{badmissible}=5MPa_{(RPA)}$	5.39	4.31	3.47	3.70	3.15	2.85	2.67	2.15	1.68	1.30	0.47
	$\tau_{uadmissible}=2,5_{(BAEL)}$	3.85	3.07	2.48	2.64	2.25	2.03	1.91	1.53	1.20	0.93	0.33
Contraintes ELS	Ns(KN)	624	1255	1789	2384	2955	3355	3907	4416	4739	5421	5441
	$\sigma_{bc}=15$	1.37	2.77	3.94	5.25	6.51	7.39	8.60	9.73	10.44	11.94	11.98

3-7-4) Ferrailage du trumeaux T2

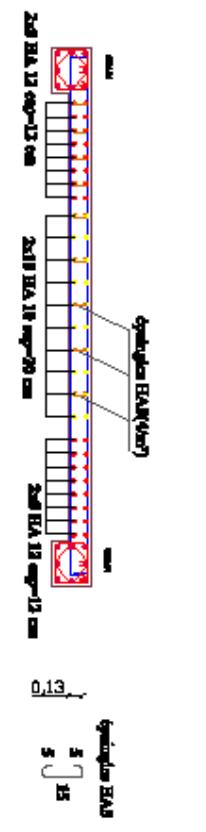
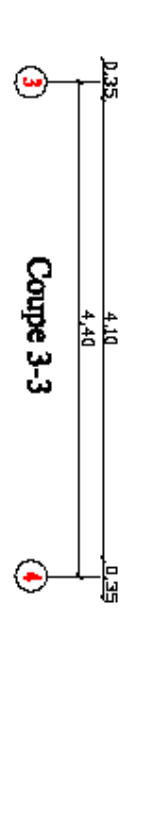
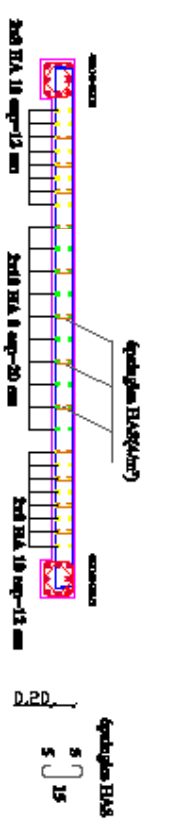
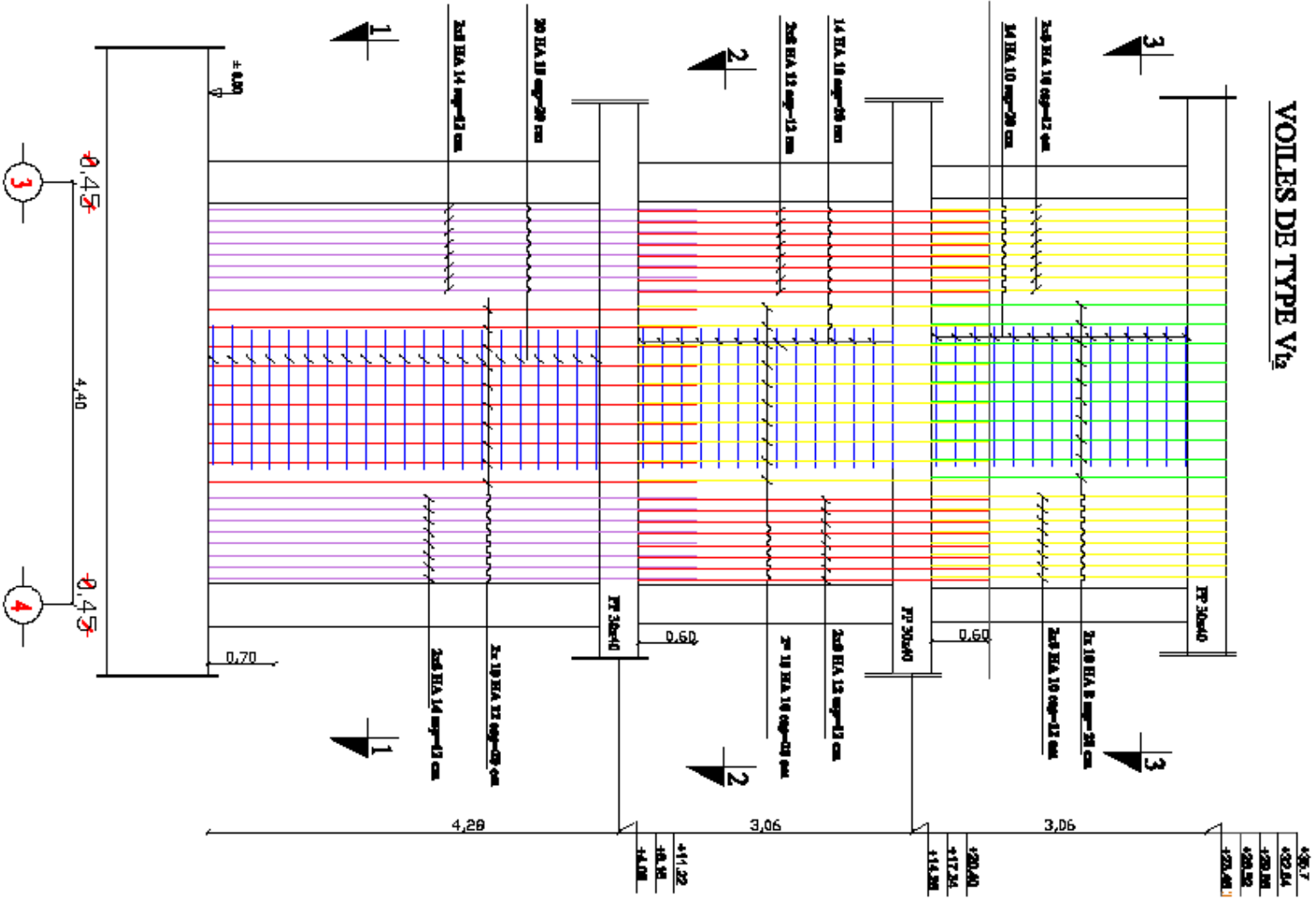
	Etages	S-SOL	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Caractéristiques géométriques	L(m)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	he(entre poutre) (m)	3.87	3.87	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
	e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Sollicitation De calcul	B(m ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	I(m ⁴)	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
	V=V'(m)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	T(KN)	461.7	479.1	469.2	386.1	393.3	327.2	305.3	279.8	219.0	181.1	182.5
	σ_{max} (KN/m ²)	1800	1093	464	44.4	74.6	3.55	365	732	1088	1410	2394
	σ_{min} (Traction -) (KN/m ²)	-9088	-7471	-6308	-5625	-5264	-4749	-4657	-4331	-3884	-3516	-4007
	NATURE	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	0.74	0.57	0.43	0.28	0.02	0.001	0.14	0.28	0.43	0.57	0.74
	LT(m)	1.25	1.42	1.56	1.71	1.97	1.99	1.85	1.71	1.56	1.42	1.25
	d(cm)	0.22	0.17	0.09	0.01	0.02	0.00	0.10	0.19	0.29	0.38	0.50
	d1(m)	1.45	1.57	1.77	1.97	1.95	2.00	1.76	1.52	1.27	1.05	0.75
	σ_1 (KN/m ²)	1563	987	442	44	74	4	347	650	885	1033	1441
	N1(KN)	74	35	8	0	0	0	7	27	58	93	191
	N2(KN)	226	155	78	9	14	1	61	99	112	108	109
	A.Coutures	Armatures de couture A _v (cm ²)	17.78	18.45	18.07	14.87	15.14	12.60	11.75	10.77	8.43	6.97
A. Verticales	A _{v1} (cm ²)	1.85	0.89	0.21	0.00	0.01	0.00	0.17	0.67	1.44	2.33	4.78
	A _{v2} (cm ²)	5.66	3.88	1.96	0.22	0.36	0.02	1.52	2.47	2.81	2.70	2.71
	AVt1=Av1+Avj*1/4(cm ²)	6.30	5.50	4.72	3.72	3.79	3.15	3.11	3.36	3.55	4.08	6.54
	AVt2=Av2+Avj*1/4(cm ²)	10.10	8.50	6.47	3.93	4.15	3.17	4.46	5.16	4.92	4.44	4.47
	A _{v1 min/Bande 1} (cm ²)	2.20	1.70	0.91	0.10	0.19	0.01	0.97	1.93	2.92	3.82	4.99
	A _{v2 min/Bande 2} (cm ²)	14.49	15.74	17.71	19.74	19.53	19.98	17.57	15.18	12.70	10.45	7.53
	A _{adoptée} /bande d1/cm ²	2*5HA10			2*5HA10			2*5HA10				
	A _{adoptée} /bande d2/cm ²	2*5 HA12			2*5 HA12			2*5 HA12				
	Espacement Bande1	15 cm			15 cm			15 cm				
	Espacement Bande2	20 cm			20 cm			20 cm				
A.Horizontales	Ah (BAEL) (cm ²)	1.30			1.26			1.26				
	Ahmin/m (RPA) (cm ²)	6.00			6.00			6.00				
	Ah retenue/m(cm ²)	5 HA10 e=20cm			5 HA10 e=20cm			5 HA10 e=20cm				
A.Tranversales	A transversale(cm ²)	4 épingles en HA 8 /m2										
Contraintes de cisaillement	$\tau_{badmissible}=5MPa_{(RPA)}$	1.79	1.86	1.82	1.50	1.53	1.27	1.18	1.08	0.85	0.70	0.71
	$\tau_{uadmissible}=2,5_{(BAEL)}$	1.28	1.33	1.30	1.07	1.09	0.90	0.84	0.77	0.60	0.50	0.50
Contraintes ELS	Ns(KN)	3771	3479	3015	2785	2478	2132	1872	1518	1142	802	400
	$\sigma_{bc}=15$	9.34	8.61	7.46	6.89	6.13	5.28	4.64	3.76	2.83	1.99	0.99

VOILES DE TYPE V₀



Rédigé par : Jomla BAYU ATRICKHA MEdo BOURAKAS Sihana Dikaji per : M ^e MURDIAT		Plan de ferrailage des voiles entre y-y	
Responsable pédagogique et scientifique Université Abou Bakr Belkaid de T/D		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Année : 2013		Plan N°:	

VOILES DE TYPE V12



République algérienne démocratique et populaire Université Abdelkader Benbourenou de TLD		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Étudié par : Melle HADJ ALIHOUM Melle BOUZARAZI SIMON		Plan de ferrailage des voiles sans Y-Y	
Dessiné par : Mr MERGELAT			
Année : 2013		Page N°:	

3-8) Étude des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leurs extrémités et sont calculés en flexion simple. Ils doivent être ferrillés de manière à éviter leur rupture et à reprendre des sollicitations (M et T) résultant des charges verticales et les forces sismiques.

A. Détermination des sollicitations

Dans notre cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

❖ Méthode de calcul :

On utilise la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 version 2003, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures (calculées) aux maximales données par les règles BAEL 91. L'application se fera suivant les étapes suivantes :

❖ Contraintes limites de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_u$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

B. Ferrailage des linteaux

B-1) Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V), il faudrait disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\rightarrow A_c$

➤ Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante $A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$ tq $Z = h - 2d'$

Avec : h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant $V = 1.4 V_n$

➤ Aciers transversaux

Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_g = l/h > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Avec : S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

l : portée du linteau.

Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g = l/h \leq 1$)

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$ tq $V = \min(V_1; V_2)$

avec : $V_2 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}}$ et $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$

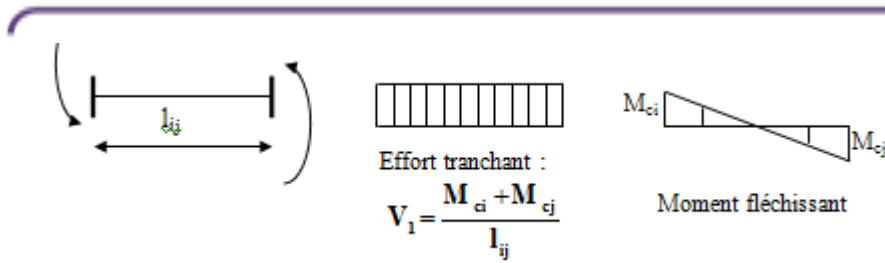


Fig 1: Efforts internes dans le linteau.

B-2) Deuxième cas :

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

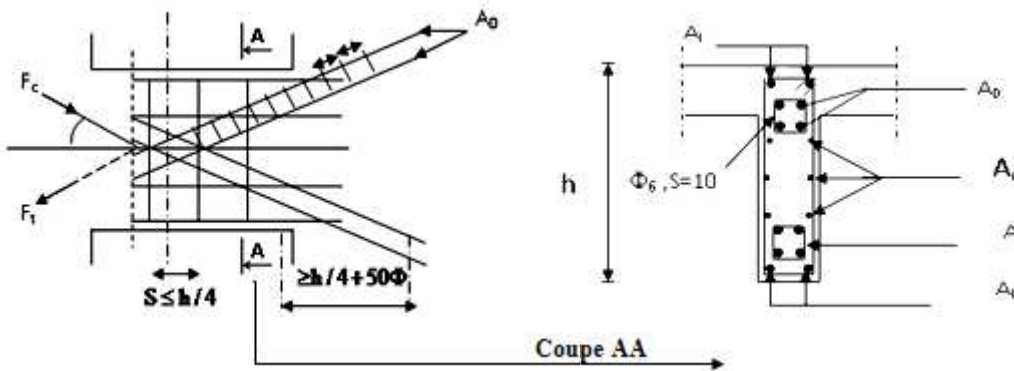
Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_c \cdot \sin \alpha} \quad \text{avec } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} \quad \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :



Armatures longitudinales : $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

Armatures diagonales : $A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$ Si $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$
 $A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

D): Exemple de calcul pour le sous sol (file B-C) :

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont : $h=1.88m$; $I=1.08$; $e=20cm$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4 \cdot V$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 408.64 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 188} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.69 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ **Armatures longitudinales**

$$\tau_b = 1.69 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

→ Donc on adopte le ferrailage minimal

RPA 99 version 2003 ($A_{L,min} = A'_{L,min}$) $\geq 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.0015 \cdot 20 \cdot 188 = 5.64 \text{ cm}^2$

BAEL 91 ($A_{L,min} = A'_{L,min}$) $\geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \cdot 20 \cdot 188 \cdot 2.1 / 400 = 4.47 \text{ cm}^2$

Soit : $A_1 = 8 \text{ HA}10 / \text{nappe}$ $A_1 = 6.24 \text{ cm}^2$

Armatures transversales

$$\tau_b = 1.69 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{188}{4} = 47 \text{ cm} \Rightarrow S = 45 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot S = 0.0025 \cdot 20 \cdot 45 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 10** $\rightarrow A_t = 3.93 \text{ cm}^2$

Armatures diagonales :

$$\tau_b = 1.69 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \quad \text{Donc ses armatures diagonales sont nécessaires}$$

$$A_D = V / 2 \cdot f_c \cdot \sin \alpha \quad \text{Avec} \quad \text{tg} = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$A_D = 5.95$$

Soit : **A = 4 HA14** avec un cadre HA10 tous les 10 cm : $St = 10 \text{ cm}$

Armatures de peau

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 20 \times 188 = 7.52 \text{ cm}^2$$

Soit : **A = 8 HA12** a disposé en deux nappes avec : $St = 25 \text{ cm} \rightarrow A_c = 9.05 \text{ cm}^2$

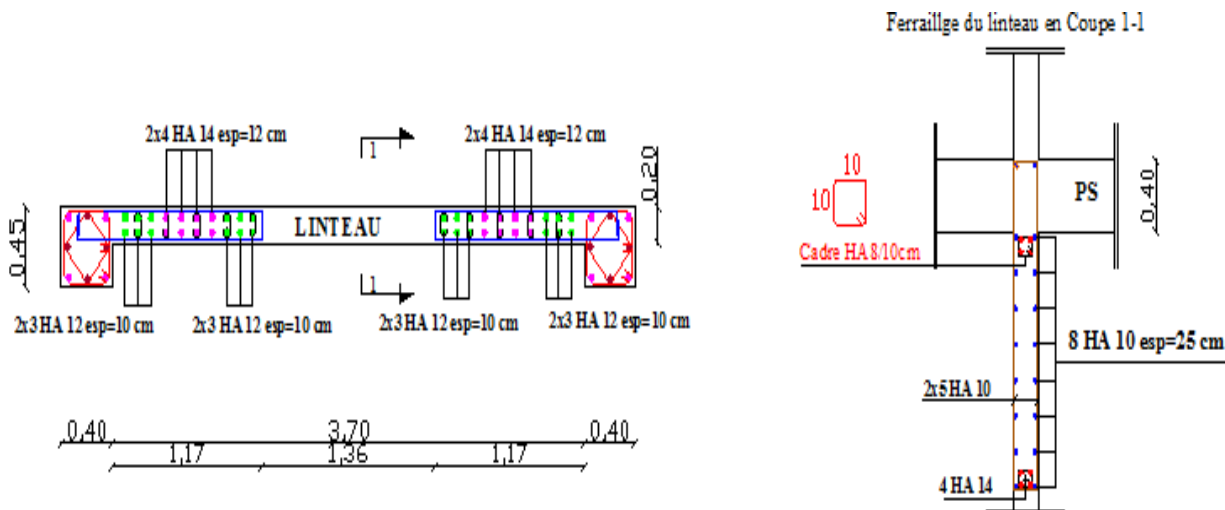
Longueur d'ancrage :

La longueur d'ancrage des armatures dans les trumeaux est

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50 \phi = \frac{188}{4} + (50 \times 1,2) = 107 \text{ cm}$$

$$L_a = 107 \text{ cm}$$

Exemple du ferrailage du sous sol (file B-C) :

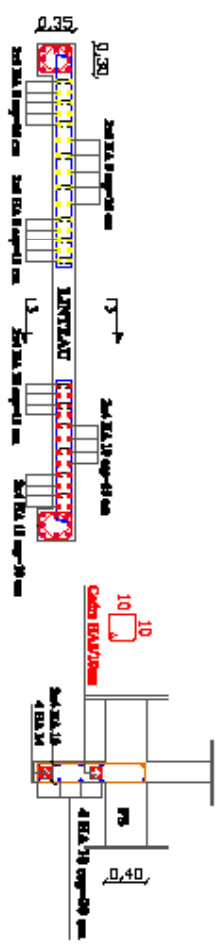
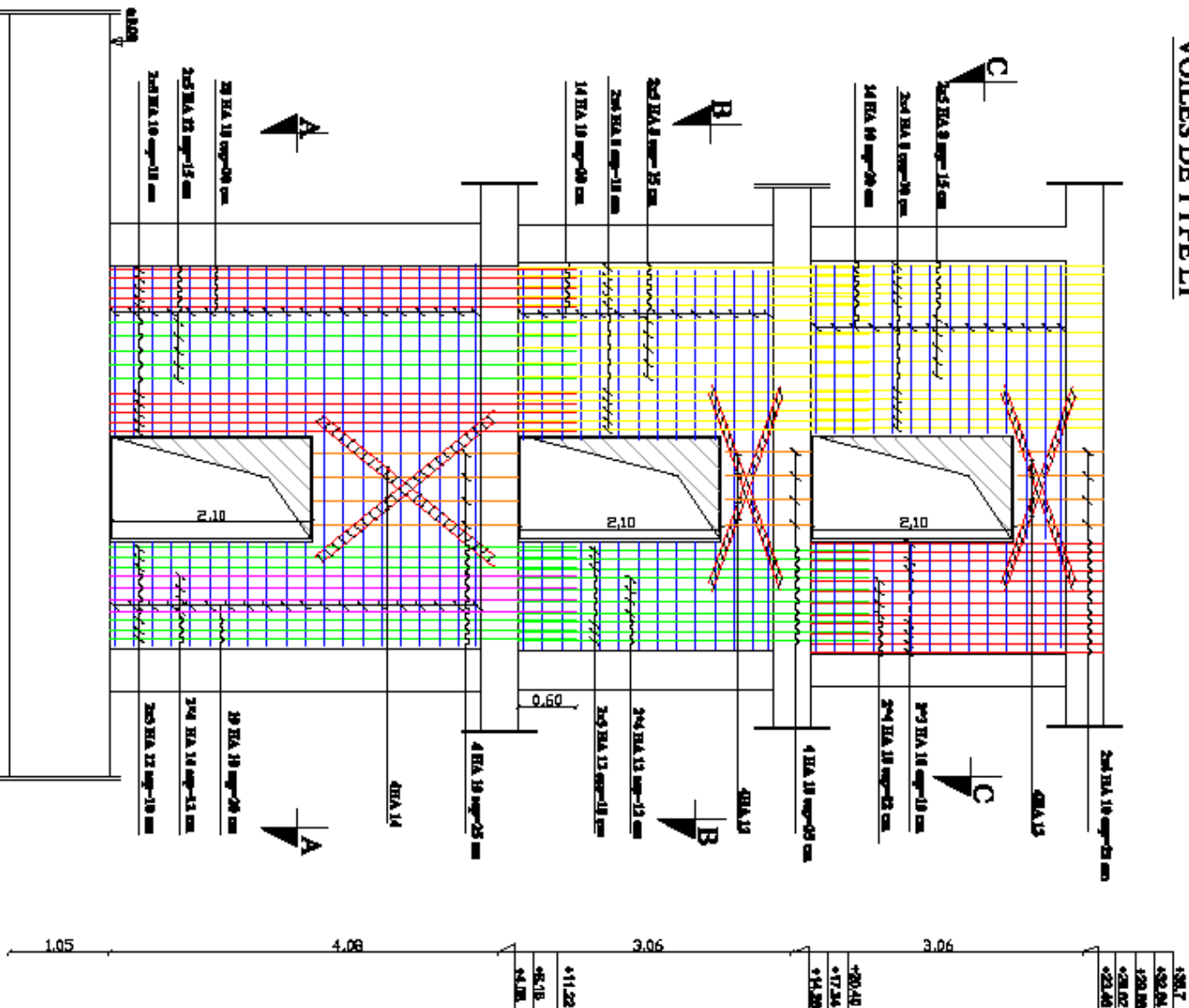


Calcul pour la (fille B-C) :

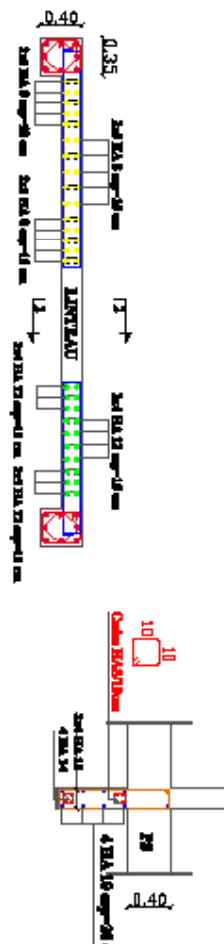
Caractéristiques géométriques		Etage	S-SOL + RDC	1ier au 9ieme étage	
		L [m]	1.08	1.08	1.08
		e [m]	0.2	0.2	0.2
		h [m]	1.88	0.86	0.86
Contraintes de Cisaillement		t_b [MPa]	5	5	
		Vu [KN]	408.64	212.32	
		t_b [MPa]	1.69	1.92	
		tb [MPa]	1.50	1.50	
ferrailage des linteaux	Armature longitudinale	AL[cm ²] selon BAEL	4.47	2.00	
		AL[cm ²] selon RPA	5.64	2.58	
		Choix des barres	<u>9HA12=10,18</u>	<u>3HA12=3,39</u>	
		t_b [MPa]	0.625	0.625	
	Armature transversale	S	47.00	21.50	
		Sadoptée	45	20.00	
		A _{transversale} [cm ²]	2.25	1.00	
		Choix des barres	<u>4HA10=3,14</u>	<u>4HA10=3,14</u>	
		Armature diagonale	Tg α	1.69	0.74
	A _D [cm ²]		5.95	4.47	
	A _{Dadoptée} [cm ²]		<u>4HA14=6,15</u>	<u>4HA12=4,52</u>	
	Armature de peau	A _c [cm ²] / 2 nappes	7.15	3.44	
		Choix des barres	<u>8HA12</u>	<u>8HA10</u>	
	Longueur d'ancrage	La [cm]	107	81.5	

Calcul pour la (fille D-E) :

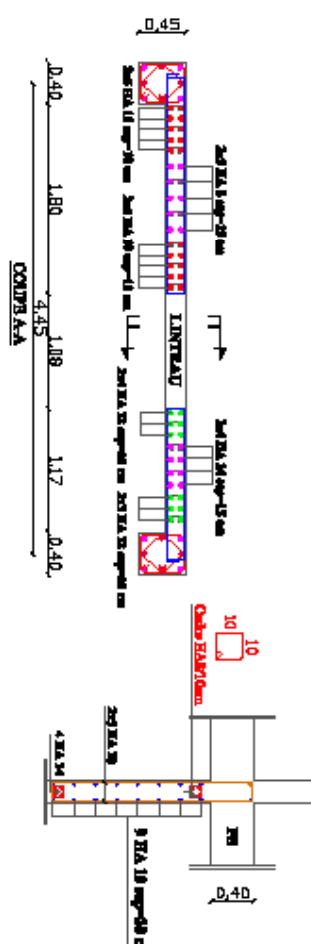
Caractéristiques géométriques		Etage	S-SOL + RDC	1ier au 9ieme étage	
		L [m]	1.36	1.36	1.36
		e [m]	0.2	0.2	0.2
		h [m]	1.88	0.86	0.86
Contraintes de Cisaillement		t_b [MPa]	5	5	
		Vu [KN]	472.66	211.82	
		t_b [MPa]	1.96	1.92	
		tb [MPa]	1.50	1.50	
ferrailage des linteaux	Armature longitudinale	AL[cm ²] selon BAEL	4.47	2.00	
		AL[cm ²] selon RPA	5.64	2.58	
		Choix des barres	<u>9HA10=7,07</u>	<u>3HA10=2,63</u>	
		t_b [MPa]	0.625	0.625	
	Armature transversale	S	47.00	21.50	
		Sadoptée	45	20.00	
		A _{transversale} [cm ²]	2.25	1.00	
		Choix des barres	<u>4HA10=3,14</u>	<u>4A10=3,14</u>	
		Armature diagonale	Tg α	1.34	0.59
	A _D [cm ²]		6.09	5.23	
	A _{Dadoptée} [cm ²]		<u>4HA14=6,15</u>	<u>4HA12=5,65</u>	
	Armature de peau	A _c [cm ²] / 2 nappes	7.52	3.44	
		Choix des barres	<u>8HA12</u>	<u>8HA10</u>	
	Longueur d'ancrage	La [cm]	107	81.5	



Revue de l'état de l'ouvrage en Coupe 2-2

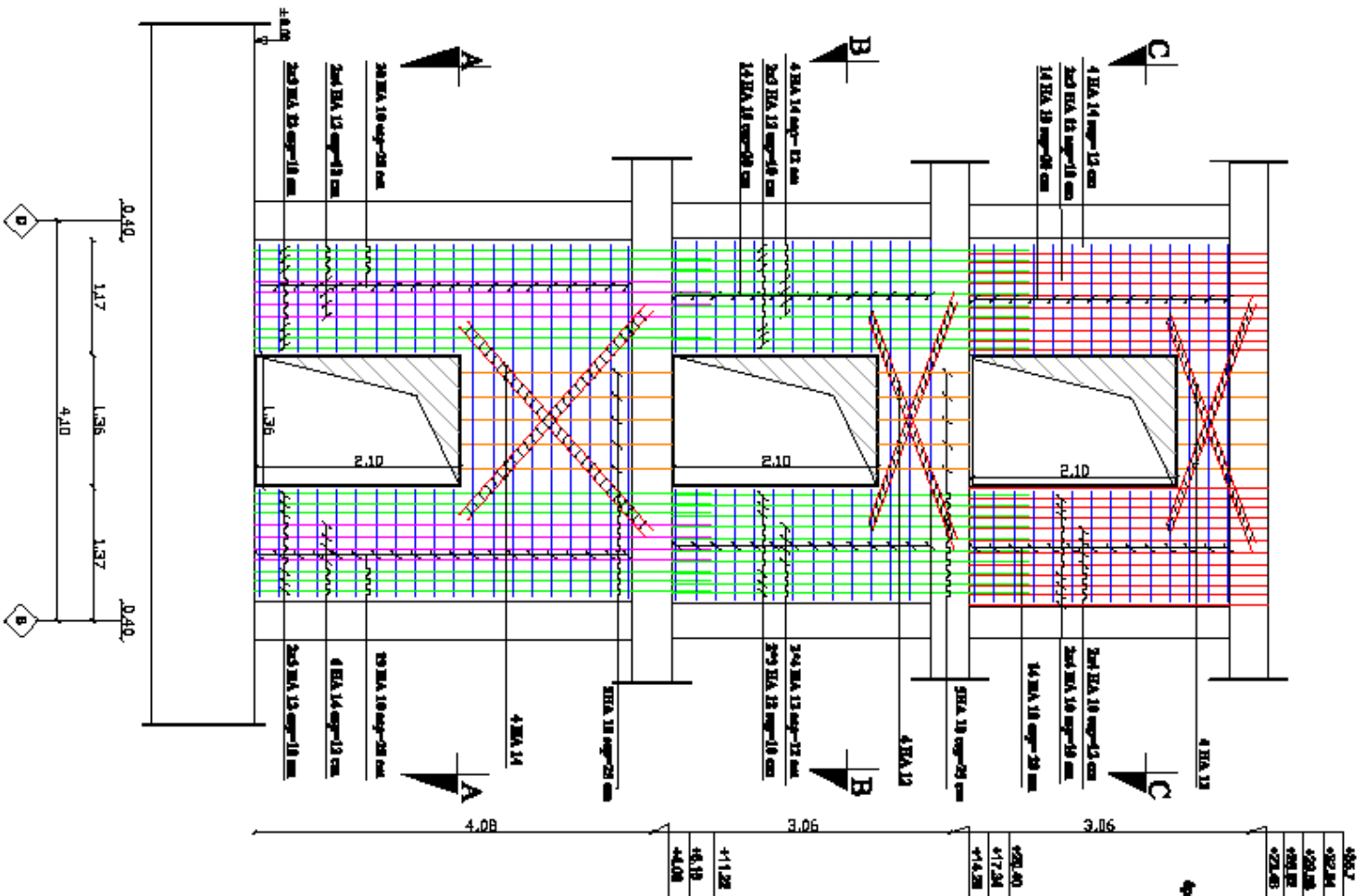


Revue de l'état de l'ouvrage en Coupe 1-1

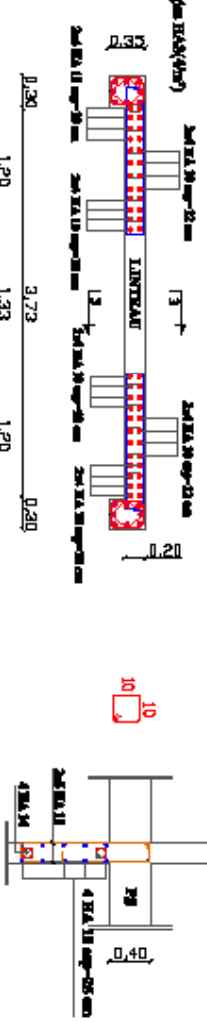


Références réglementaires (démarches en progression) Décret relatif à l'entretien des TIC		Révisé de plan de la construction Département de Génie Civil	
Dessiné par : M. BOUABDI M. BOUABDI M. BOUABDI		Plan de ferrillage des voiles sous X-X	
Vérifié par : M. BOUABDI		Date : 2013	

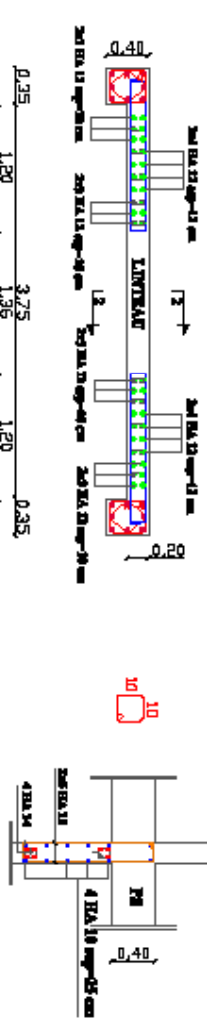
VOILES DE TYPE L2



Terminologie des lisses en Corps 1-1



Terminologie des lisses en Corps 2-2

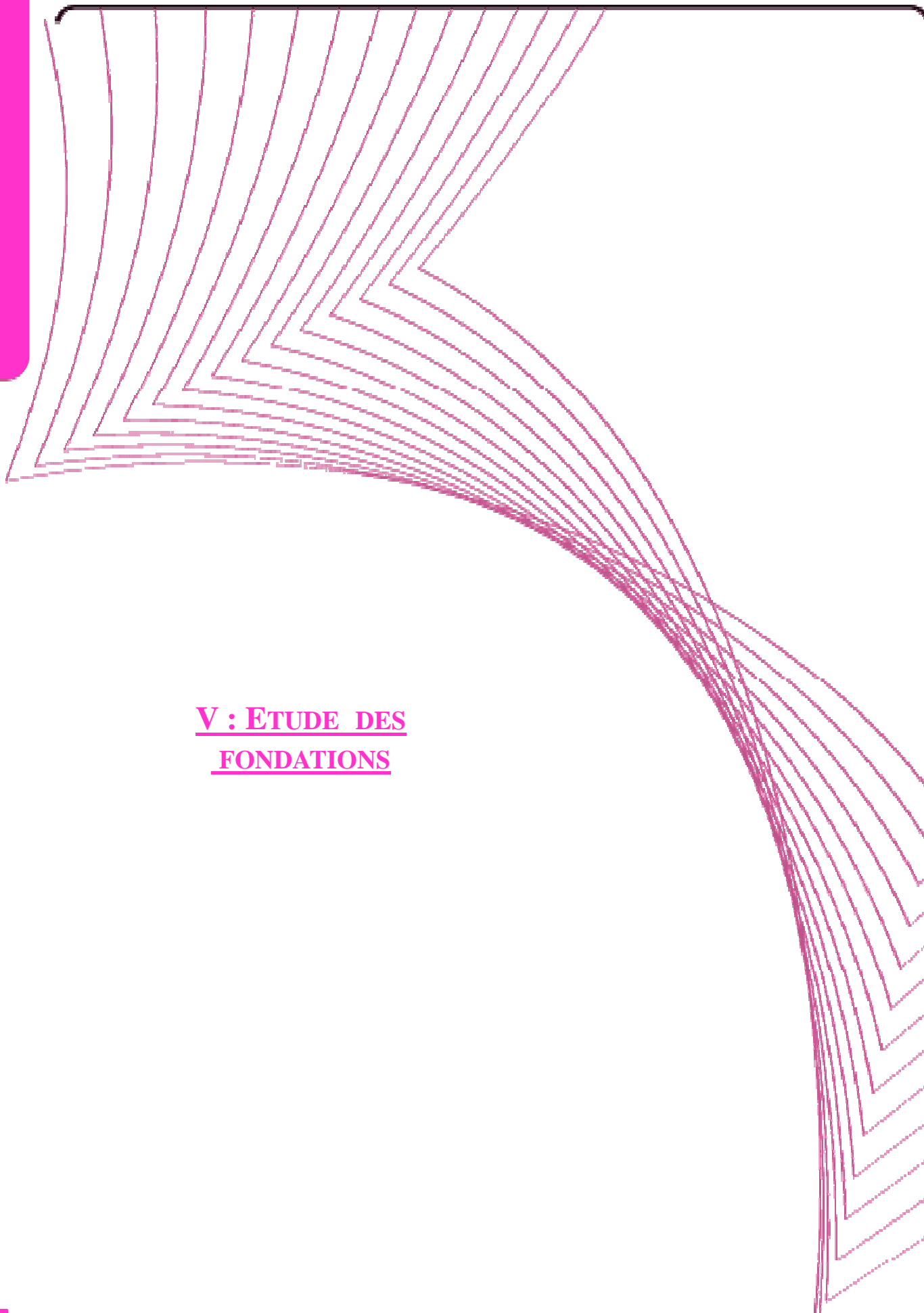


Terminologie des lisses en Corps 1-1



République Algérienne démocratique et populaire Université Abdelhak Dhemouil de T.D		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Intitulé par : MADJE HAOU ALI KHALID MADJE HOUMARAB SAMA		Titre de l'ouvrage Des voiles selon X-X	
Intitulé par : M. MERKATI		Année : 2013	

V : ETUDE DES
FONDACTIONS



Une fondation par définition est un organisme de transmission des effort provenant de la superstructure au sol, cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier)ou par des élément spéciaux (puits, pieux)

1)- Etude géotechnique du sol :voire ANNEXE II

Selon le rapport de laboratoire de la mécanique des sols la contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2,24 \text{ bar}$

2)-Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible **2,24 bar**

On optera pour des fondations superficielles.

❖ Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$A \times B \geq N_{ser} / \sigma_{sol}$

Homothétie des dimensions : $K = A/B = a/b = 1$

D'où $A=B$

$B \geq \sqrt{N_{ser} / \sigma_{sol}}$ avec $N_{ser} = 1\,733.74 \text{ KN}$ et $\sigma_{sol} = 2.24 \text{ MPa}$

$B \geq \sqrt{1733.74 / 224}$ donc $A=B= 2.78 \text{ m}$

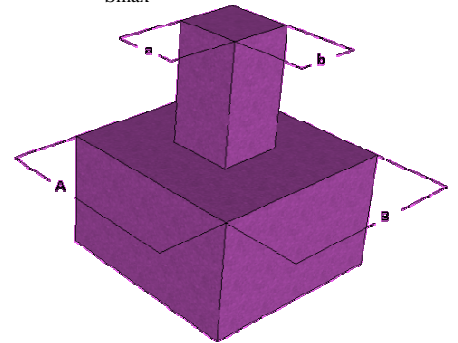


Figure 1 Semelles isolés sous poteaux

Remarque

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

❖ Semelles filantes:

A) Semelles sous poteaux:

A-1) Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application d la résultante des charges agissantes sur la semelle.

A-2) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination des coordonnées de la structure R:

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle:

Si $e > L/6$ Répartition triangulaire.

Si $e \leq L/6$ Répartition trapézoïdale.

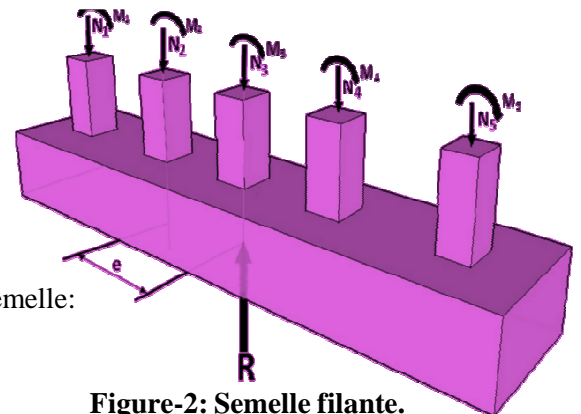


Figure-2: Semelle filante.

Avec : $q_{\max} = \frac{R}{L} \frac{(1+6e)}{L}$; $q_{\min} = \frac{R}{L} \frac{(1-6e)}{L}$ et $q(L/4) = \frac{R}{L} \frac{(1+3e)}{L}$

Détermination de la largeur B de la semelle: $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}}$

A-2) Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul sur le portique transversal (C)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Poteau	Ns	ei	Ni*ei	Mi
1	1437.97	-6.75	-9706.2975	-1.172
2	819.34	-2.35	-1925.449	-0.624
3	828.28	2.55	2112.114	0.953
4	1458.13	6.75	9842.3775	4.651
SOMME	4543.72		322.745	3.808

A-3) Détermination de la résultante des charges R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{322.745 + 3.808}{4543.72} = 0.072\text{m}$$

A-4) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = 0.072 \text{ m} < 1/6 = 4.90/6 = 0.81 \text{ 6m}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4543.72}{13.5} \times \left(1 - \frac{6 \cdot (0.072)}{13.5}\right) = 325.81 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4543.72}{13.5} \times \left(1 + \frac{6 \cdot (0.072)}{13.5}\right) = 347.34 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4543.72}{13.5} \times \left(1 + \frac{3 \cdot (0.072)}{13.5}\right) = 341.95 \text{KN/m}^2$$

A-5) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{L/4} \times 10^3}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{341.95 \times 10^3}{2.24 \times 10^5} = 1.53\text{m}$$

Soit **B=1.60m**

On aura $S_s = B \times L = 1.60 \times 13.5 = 21.6 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = 6 \times 21.6 - [(4.2 \times 2 + 4.4 \times 2 + 4.45 \times 2 + 4.10 \times 2) \times 1.6] = 74.72 \text{m}^2$$

B) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \cdot \sigma_{\text{sol}}}$$

Avec : **B** : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. (= 0.2MPa)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

$$\sigma_{\text{sol}}$$

➤ **Voile avec ouverture (Sens longitudinal) :**

Voile	N _s	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	6424.72	4.45	6.45	28.68
V _{L2}	5716.03	4.1	6.22	25.52
Somme				54.20

Tableau .2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux

➤ **Voile sans ouverture (Sens transversal) :**

Voile	N _s	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1}	4370.86	4.45	4.38	19.51
V _{T2}	4399.59	4.10	4.79	19.64
Somme				39.15

Tableau V3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

L a surface totale des semelles filantes sous voiles : Sv= (54.20+39.15)* 2= 186.7m²

La surface totale des semelles filantes :St = Sp+Sv = 74.72 +186.7= 261.41 m²

La surface totale du bâtiment :S_{bat}= 21.27 * 13.5 = 287.14 m²

Calcul du rapport :

$St = \frac{261.42}{287.14} = 0.9104\%$ de la surface de l'assise

Sbat = 287.14

→La surface totale des semelles représente **91.04** % de la surface du bâtiment.

Remarque

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

Une facilité de coffrage ;

Une rapidité d'exécution ;

Présentera une grande rigidité.

Vue la surface du bâtiment par rapport a la hauteur donc, il est préalable d'établir un radier général, ces fondations constituent un ensemble rigide qui doit remplir les conditions

Assurer l'encastrement de la structure dans le sol

Transmettre au sol de fondation la totalité des charges

Limiter les tassements différentiels

3)-Etude du radier général :

3-1) Définition : le radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier

3-2)-pré dimensionnement du radier :

Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale :la hauteur du radier doit avoir au moins **25cm**.

Selon la condition forfaitaire:

Sous voile : $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$ avec L_{max}=4.90m

0.62 cm 0.98 cm → On prend: **h= 80 cm.**

❖ **Sous poteau :**

a) Epaisseur de La dalle

-La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_d \geq L_{\max} / 10 \quad \text{Avec Une hauteur minimale de 25cm}$$

L_{\max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs $L_{\max} = 4.90\text{m}$

$$h_d \geq 0.25 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend: } \underline{h_d = 30\text{cm}}$$

b) La nervure

La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq L_{\max} / 10 \rightarrow h_n \geq 49 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \underline{h_n = 50 \text{ cm}}$$

C° La hauteur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est

rigide s'il vérifie: $L_{\max} \leq \pi / 2 L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[4]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec: L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40\text{MPa}$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c} = 10818.87\text{MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où : $h \geq \sqrt[4]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4.90\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 1.02 \text{ m} \quad \text{soit } \underline{h = 105 \text{ cm}}$

$$0.4 \cdot h_n \leq b_n \leq 0.7 \cdot h_n \rightarrow 0.4 \times 105 \leq b_n \leq 0.7 \times 105 \rightarrow 42 \text{ cm} \leq b_n \leq 73.5 \text{ cm}$$

Soit $\underline{h_n = 60 \text{ cm}}$

Conclusion Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

Hauteur des nervures : $\underline{h_n = 105\text{cm}}$;

Largeur de la nervure : $\underline{b = 60 \text{ cm}}$.

Hauteur de la dalle : $\underline{h_d = 30 \text{ cm}}$.

3-4) Détermination des efforts:

D'après le(BAEL91),on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) \quad \text{avec } h : \text{ la hauteur de la nervure}$$

$$L_{\text{déb}} \geq 52.5 \text{ cm} \quad \text{On prend: } \underline{L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$\underline{S_{\text{rad}}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = 287.145 + (14.1 + 21.87) \times 2 \times 0.60 = \underline{330.31 \text{ m}^2}$$

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont:

Les charges permanentes G :

G_1 : charges permanentes de la superstructure $G_1 = 36 \ 712.58 \text{ KN}$

G_2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier) $G_2 = G_{\text{ dalle}} + G_{\text{ nervure}} + G_{\text{ (T.V.O)}} + G_{\text{ dalle flottante}}$

***Poids de la dalle:** $G_{\text{ de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 330.31 \times 0.3 \times 25 = \underline{2477.32 \text{ KN}}$

***Poids des nervures:** $G_{\text{ nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$

$$G_{\text{ner}} = [(1.05 - 0.3) \times 0.60 \times 14.1 \times 25 \times 6] + [(1.05 - 0.3) \times 0.60 \times 21.87 - (0.60 \times 6)] \times 25 \times 4 = \underline{1575.90 \text{ kN}}$$

***Poids de TVO :** $G_{\text{ TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (0.60 \times 21.87 \times 4) + (0.60 \times 14.1 \times 6 - 0.60 \times 0.6 \times 4) = 101.81 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{T.V.O}} = (1.05 - 0.60) \times (330.31 - 101.81) \times 17 = \underline{1755.68 \text{ KN}}$$

***Poids de la dalle flottante libre :** $P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{df}} = 330.31 \times 0.1 \times 25 = 825.78 \text{ KN. } (e_p = 10\text{cm}).$$

$$\rightarrow \underline{G_{\text{rad}}} = 2 \ 477.32 + 1 \ 575.90 + 1 \ 755.68 + 825.78 = \underline{6 \ 634.67 \text{ KN}}$$

•**Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment : $Q = 6\,679.67\text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 4 \times 330.31 = 1\,321,24\text{ KN}$

•**Poids total de la structure :**

$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 6\,634.67 + 36\,712.58 = 43\,347.25\text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 6\,679.43 + 1\,321,24 = 8\,000,67\text{ KN}$

•**Combinaison d'actions:**

A L'ELU : $N_{u\text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5 Q_{\text{tot}} = 70\,519,80\text{ KN.}$

A L'ELS : $N_{s\text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 51\,347,92\text{ KN.}$

•**Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

•**Calcul du centre de gravité du radier :**

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,935\text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,05\text{ m}$$

Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21,87 \times 14,1^3}{12} = 5108,88\text{ m}^4. \quad I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{14,1 \times 21,87^3}{12} = 12290,92\text{ m}^4.$$

3-5) Vérifications :

❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement :** (BAEL91/Art A.5.1.211) Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa} \right\}$$

$$b = 105\text{ cm} ; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27\text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{70519 \cdot 80 \times 1,05}{330 \cdot 31} \times \frac{4,90}{2} = 549,22\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{549,22 \times 10^3}{1050 \times 270} = 1,93\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{ MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ,(G+Q ou 0,8G);
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ,

h : Profondeur de l'infrastructure.

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que: (RPA99/2003 Art.10.14.1)

A l'ELU: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

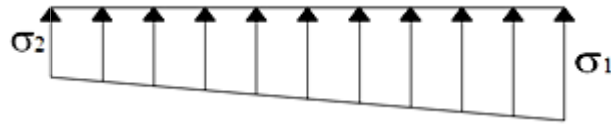


Fig. VIII.2. Diagramme des contraintes

Effort normal: $N_u = 70519,80 \text{ KN}$, $N_s = 51347,92 \text{ KN}$

Calcul des moments: $M_x = 43\,083,571 + (1769,62 \times 1,05) = 44\,941,68 \text{ KN.m}$

$M_y = 17\,377,172 + (1\,638,87 \times 1,05) = 19\,097,99 \text{ KN.m}$

Sens longitudinal xx :

A l'ELU: $\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{70519,80}{330,31} + \frac{44941,68}{12290,92} \times 10,935 = 253,48 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{70519,80}{330,31} - \frac{44941,68}{12290,92} \times 10,935 = 173,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 253,48 + 173,52}{4} = 233,49 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m \leq 1.33 \sigma_{SOL} = 297,92 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

A l'ELS $\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51347,92}{330,31} + \frac{44941,68}{12290,92} \times 10,935 = 195,44 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51347,92}{330,31} - \frac{44941,68}{12290,92} \times 10,935 = 115,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 195,44 + 115,47}{4} = 175,45 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m \leq \sigma_{SOL} = 224 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

Sens transversale yy:

A l'ELU: $\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{70519,80}{330,31} + \frac{19097,99}{5108,88} \times 7,05 = 239,86 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{70519,80}{330,31} - \frac{19097,99}{5108,88} \times 7,05 = 187,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 239,86 + 187,15}{4} = 226,69 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m \leq 1.33 \sigma_{2SOL} = 297,92 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

$$\rightarrow \underline{\text{A'ELS}} \quad \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot V = \frac{51347.92}{330.31} + \frac{19097.99}{5108.88} \times 7.05 = 181.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot V = \frac{51347.92}{330.31} - \frac{19097.99}{5108.88} \times 7.05 = 129.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot V = \frac{51347.92}{330.31} + \frac{19097.99}{5108.88} \times 7.05 = 181.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{\text{SOL}} = 224 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.} = 224 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

P: Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

Z: Profondeur de l'infrastructure Z = 1,05 m.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

P = G_{tot} = 36 375.542 KN

= 1.5 x 330.31 x 10 x 1.05 = **5 202.3825 KN**

P = 36 375.542 KN \geq 5 202.38250 KN Pas de risque de soulèvement de la structure

Condition vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (BAEL91/Art A.5.1.211)

$$\tau_{\text{u}} = \frac{V_{\text{u}}^{\text{max}}}{b \times d} \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

b : bande de largeur 1 m

d = 0.9 h_d = 0.9 x 0.30 = 0.27m

$$\text{Avec : } V_{\text{u}}^{\text{max}} = \frac{q_{\text{u}} \text{ max}}{2} = \frac{N_{\text{u}} b L_{\text{max}}}{2 S_{\text{rad}}} = \frac{70\,519.80 \times 1 \times 4.90}{2 \times 330.31} = 523.07 \text{ KN}$$

$$\tau_{\text{u}} = \frac{523.07 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1.93 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au renversement:** (Art 10.1.5. du RPA99/version 2003)

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement d la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

On doit vérifier: $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{19\,097.99}{51\,347.92} = 0.34\text{m} < \frac{14.1}{4} = 3.525 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{44\,941.68}{51\,347.92} = 0.876 \text{ m} < \frac{21.87}{4} = 5.47 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

Deux cas se présentent à nous : avec $L_x < L_y$

1^{er} cas : $\rho X = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas : $0.4 \leq \rho X = \frac{L_x}{L_y} < 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

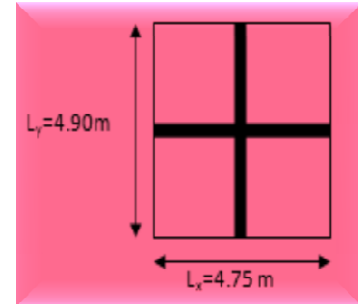
Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

$L_y = 4,90\text{m}$

$L_x = 4,75\text{m}$

Remarque : le ferrailage se fera pour une bande de 1m sous flexion simple



Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{4,90} = 0,96$$

Fig.3. Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 226,69 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS $\sigma_m = 168,64 \text{ KN/m}^2$

À l'ELU : $q_{u\ m} = \left[\sigma_{m(ELU)} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1 = \left(226,69 - 1,35 \times \frac{6\ 634,67}{330,31} \right) = 199,58 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $q_{s\ m} = \left[\sigma_{m(ELS)} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1 = \left(168,64 - \frac{6\ 634,67}{330,31} \right) = 148,56 \text{ KN/ml}$

Calcul à l'ELU :

❖ Evaluation des moments M_x, M_y :

$\nu = 0 ; \rho = 0,96 \rightarrow \mu_x = 0,0401 , \mu_y = 0,911$

Moment isostatique:

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0401 \times 199,58 \times (4,75)^2 = 184,63 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,911 \times 184,63 = 168,19 \text{ KN.m}$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants:

0.85: pour les moments en travées,

0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30: pour les moments sur appuis de rive.

Moments sur appuis : $M_{a,x} = 92,315 \text{ KN.m}$ $M_{a,y} = 84,095 \text{ KN.m}$

Moments en travée : $M_{t,x} = 156,94 \text{ KN.m}$ $M_{t,y} = 142,962 \text{ KN.m}$

Ferrailage suivant x-x:

Sur appuis: $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{92,315 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,090 < 0,392 \quad \text{S.S.A}$

$A_{a,x} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{92,315 \times 10}{0,953 \times 27 \times 348} = 10,31$

$A_{a,x} = 10,31 \text{ cm}^2$ Soit : 6 HA 16 = 12,06 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

En travée:
$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{154.94 * 10^3}{100 * 27^2 * 14.2} = 0.152 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$A_{a,x} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{92.315 * 10^3}{0.917 * 27 * 348} = 18.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{a,x} = 10.31 \text{ cm}^2$ Soit : 6 HA 16 = 12.06 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

❖ **Ferraillage suivant y-y:**

Sur appuis:
$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{84.095 * 10^3}{100 * 27^2 * 14.2} = 0.082 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$A_{a,x} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{84.095 * 10}{0.957 * 27 * 348} = 9.36$$

$A_{a,x} = 9.36 \text{ cm}^2$ Soit : 6 HA 16 = 12.06 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

En travée:

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{142.962 * 10^3}{100 * 27^2 * 14.2} = 0.152 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$A_{a,x} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{142.962 * 10^3}{0.925 * 27 * 348} = 16.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{a,x} = 16.45 \text{ cm}^2$ Soit : 6 HA 20 = 18.85 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

Remarque : les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $W_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400

Armatures parallèles à Lx:

$$W_x = \frac{A_{\min x}}{b * h} \geq W_0 \frac{(3 * \rho)}{2} = 0.0008 * \frac{(3 * 0.96)}{2} = 0.000816$$

$$A_{\min x} = W_x * b * h = 0.0008 * 100 * 30 = 2.49 \text{ cm}^2$$

En appuis = 2.49 cm² < 10.05 cm²

→ Condition vérifiée

En travée : = 2.49 cm² < 7.70 cm²

→ Condition vérifiée

Armatures parallèles à Ly:

$$A_{\min y} = W_y * b * h = 0.0008 * 100 * 30 = 2.40 \text{ cm}^2$$

En appuis = 2.40 cm² < 10.05 cm²

→ Condition vérifiée

En travée : = 2.40 cm² < 15.39 cm²

→ Condition vérifiée

❖ **Espacements des armatures: (BAEL91/A8.2, 42)**

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Armatures parallèles à Lx : $St \leq \min \{ 3h; 33 \text{ cm} \}$

$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \}$ → Condition vérifiée

Armatures parallèles à Ly: $St \leq \min \{ 4h; 45 \text{ cm} \}$

$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 120 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} \}$ → Condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Art.A.5.2,2/BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b * d} < 0.44 \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Au milieu de U : (au milieu de } L_x) T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{199.58 * 4.90 * 4.75}{3 * 4.90} = 316.01 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : (au milieu de } L_y) T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{199.58 * 4.90 * 4.75}{2 * 4.90 * 4.75} = 319.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b * d} = \frac{319.26 * 10^3}{1000 * 300} = 1.06 \text{ Mpa} < 0.44 \frac{25000^{1/2}}{1.5} = 1.47 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

$$\nu = 0.2 ; \rho = 0.96 \rightarrow \mu_x = \mathbf{0.0475} , \mu_y = \mathbf{0.939}$$

❖ **Moment isostatique:**

$$M_{0x} = \mu_x * q_s * L_x^2 = 0.0475 * 148.56 * (4.75)^2 = 159.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.939 * 159.22 = 149.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments sur appuis : } M_{a,x} = 79.610 \text{ KN.m} \quad M_{a,y} = 74.755 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_{t,x} = 135.337 \text{ KN.m} \quad M_{t,y} = 127.077 \text{ KN.m}$$

Sens	Désignation	Moment à l'ELS	As à l'ELS	As adopté à l'ELU	obs	Ferrailage à l'ELS
x-x	Appuis	79.610	8.97	10.05	CV	6HA16/ml
	Travée	135.337	15.95	18.72	CV	6HA20/ml
y-y	Appuis	74.755	8.38	10.05	CV	6HA16/ml
	Travée	127.077	14.88	18.72	CV	6HA20/ml

Tableau. 6. Vérification du ferrailage à L'ELS

❖ **Vérification état limite de compression de béton :** (Art. A.4.5.2 /BAEL91)

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

Sens (x-x)

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b * d} = \frac{100 * 18.72}{100 * 27} = 0,69 \Rightarrow \beta_1 = 0.879 \quad \alpha_1 = 0.363 \quad K_1 = 26.32$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26.32} = 0,038$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A_{st}} = \frac{135.337 * 10^6}{0,879 * 270 * 1872} = 304.619 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K * \sigma_{st} = 0,038 * 304.619 = 11.575 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.575 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

5) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 60\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

Sollicitation de calcul :

$$\text{A l'ELU: } q_u = 199.58\text{KN/ml.} \rightarrow M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-199.58 \times 0.6^2}{2} = -35.93\text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = 148.56\text{ KN/ml} \rightarrow M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-148.56 \times 0.6^2}{2} = -26.74\text{KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures a l'ELU :**

Armatures principales :

$$b = 1\text{ m} ; \quad d = 27\text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2\text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348\text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35.93 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.034 \rightarrow \beta_u = 0.983$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35.93 \times 10^3}{0.983 \times 27 \times 348} = 3.90\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52\text{cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25\text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{ HA}10/\text{ml} = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25\text{cm}$

❖ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26\text{cm}^2$$

$$A_u = 4.52\text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{35.93}{26.74} = 1.35 \rightarrow \mu = 0.034 ; \alpha = 0.069$$

$$\alpha = 0.069 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Vérification de l'espacement des barres**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$St \leq \min \{ 2h ; 25\text{ cm} \} = 25\text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant** $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{199.58 \times 4.9}{2} = 448.971\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{448.971 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,67\text{MPa}$$

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,67\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \rightarrow \text{OK}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

3) Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 105 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$ Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs .

•Détermination des sollicitations :

Moment sur appuis

Moments en travée :

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]	Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A	298.273	220.204	A-B	4.50	143.47	106.14
B	313.561	231.491	B-C	4.45	167.49	123.65
C	237.736	175.513	C-D	3.47	51.32	37.89
D	195.122	144.052	D-E	4.10	128.49	94.86
E	305.342	225.424	E-F	4.75	177.66	-131.16
F	352.037	259.897				

Efforts tranchants à l'ELU

Travée	A-B	B-D	C-D	D-E	E-F
T_I	400.56	416.51	323.78	341.17	416.57
T_J	407.36	382.43	299.22	394.93	436.23

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	A-B	B-D	C-D	D-E	E-F
T_I	295.72	307.49	239.03	251.87	307.54
T_J	300.74	282.34	220.90	201.57	322.05

Nervure centrale

à ELU : $q_u = 199.58 \times 2 = 399.16 \text{ KN/ml}$

à ELS : $q_s = 148.56 \times 2 = 297.12 \text{ KN/ml}$

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]	Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A	629.837	465.069	A-B	4.50	303.60	224.18
B	662.121	488.907	B-C	4.45	353.67	261.15
C	502.008	370.681	C-D	3.47	108.38	80.02
D	412.024	304.237	D-E	4.10	271.31	200.34
E	644.766	476.092	E-F	4.75	376.15	277.01
F	743.368	548.900				

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	A-B	B-D	C-D	D-E	E-F
T_I	845.83	879.51	683.69	720.42	879.64
T_J	860.18	807.55	631.83	833.95	921.15

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	A-B	B-D	C-D	D-E	E-F
T_I	624.56	649.43	504.84	531.95	649.52
T_J	635.15	596.29	466.54	615.79	680.18

☐ Sens transversale :

Nervure de rive à ELU

$q_u = 199.58 \text{ KN/ml}$

Nervure de rive à ELS

$q_s = 148.56 \text{ KN/ml}$

Moment sur appuis

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	237.18	175.10
2	325.32	240.17
3	338.75	250.09
4	268.01	197.85

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	4.2	114.63	84.63
2-3	4.9	206.80	152.67
3-4	4.4	129.67	95.73

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4
T_I	356.04	437.13	411.06
T_J	398.02	442.61	378.90

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4
T_I	262.85	322.72	303.47
T_J	293.84	326.76	279.73

Nervure centrale à ELU :

$q_u = 199.58 \times 2 = 399.16 \text{ KN/ml}$

Nervure centrale à ELS :

$q_s = 148.56 \times 2 = 297.12 \text{ KN/ml}$

Moment sur appuis

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	500.83	369.81
2	686.97	507.25
3	715.32	528.19
4	565.92	417.87

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	4.2	242.06	178.74
2-3	4.9	436.67	322.44
3-4	4.4	273.81	202.18

Efforts tranchants à l'ELU

Travée	1-2	2-3	3-4
T_I	751.82	923.04	868.00
T_J	840.46	934.62	800.10

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4
T_I	555.14	681.57	640.93
T_J	620.59	690.12	590.79

-Calcul du ferrailage des nervures :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$B = 60 \text{ cm}$

$d = 100 \text{ cm}$

$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

•Sens Longitudinale :

•Nervure de rive

Nervure		Mu (KN.m)	μ	Obs	β	As (cm ²)	Choix	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
A	Appuis	298.273	0.036	SSA	0.982	8.73	5HA16	10.05	20
A-B	Travée	143.47	0.018	SSA	0.991	4.16	5HA14	7.70	20
B	Appuis	313.561	0.038	SSA	0.981	9.18	5HA16	10.05	20
B-C	Travée	167.49	0.020	SSA	0.990	4.86	5HA14	7.70	20
C	Appuis	237.736	0.028	SSA	0.986	6.93	5HA16	10.05	20
C-D	Travée	51.32	0.006	SSA	0.997	1.48	5HA14	7.70	20
D	Appuis	195.122	0.024	SSA	0.988	5.68	5HA16	10.05	20
D-E	Travée	128.49	0.016	SSA	0.992	3.72	5HA14	7.70	20
E	Appuis	305.342	0.036	SSA	0.982	8.94	5HA16	10.05	20
E-F	Travée	177.66	0.022	SSA	0.989	5.16	5HA14	7.70	20
F	Appuis	352.037	0.042	SSA	0.979	10.33	5HA20	15.71	20

•Nervure centrale

Nervure		Mu (KN.m)	μ	Obs	β	As (cm ²)	Choix	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
A	Appuis	629.837	0.074	SSA	0.962	18.81	5HA20+5HA14	23.41	20
A-B	Travée	303.6	0.036	SSA	0.982	8.88	5HA16	10.05	20
B	Appuis	662.121	0.078	SSA	0.959	19.84	5HA20+5HA14	23.41	20
B-C	Travée	353.67	0.042	SSA	0.979	10.38	5HA20	15.71	20
C	Appuis	502.008	0.058	SSA	0.970	14.87	5HA20+5HA14	23.41	20
C-D	Travée	108.38	0.012	SSA	0.994	3.13	5HA16	10.05	20
D	Appuis	412.024	0.048	SSA	0.975	12.14	5HA20+5HA14	23.41	20
D-E	Travée	271.31	0.032	SSA	0.984	7.92	5HA16	10.05	20
E	Appuis	644.766	0.076	SSA	0.960	19.30	5HA20+5HA14	23.41	20
E-F	Travée	376.15	0.044	SSA	0.978	11.05	5HA20	15.71	20
F	Appuis	743.368	0.086	SSA	0.955	22.37	5HA20+5HA14	23.41	20

Sens transversale :

•Nervure de rive

Nervure		Mu(KN.m)	μ	Obs	β	As (cm ²)	Choix	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
1	Appuis	500.84	0.060	SSA	0.969	14.85	5HA20	15.71	20
1-2	Travée	242.06	0.028	SSA	0.986	7.05	5HA16	10.05	20
2	Appuis	686.97	0.080	SSA	0.958	20.61	5HA20+5HA14	23.41	20
2-3	Travée	436.67	0.050	SSA	0.974	12.88	5HA16+5HA14	17.75	20
3	Appuis	715.32	0.084	SSA	0.956	21.50	5HA20+5HA14	23.41	20
3-4	Travée	273.81	0.032	SSA	0.984	8.00	5HA16	10.05	20
4	Appuis	565.92	0.066	SSA	0.966	16.83	5HA20+5HA14	23.41	20

Nervure centrale

Nervure		Mu (kN.m)	μ	Obs	β	As (cm ²)	Choix	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
1	Appuis	237.18	0.028	SSA	0.986	6.91	5HA16	10.05	20
1-2	Travée	114.63	0.012	SSA	0.994	3.31	5HA14	7.70	20
2	Appuis	325.32	0.038	SSA	0.981	9.53	5HA16	10.05	20
2-3	Travée	206.8	0.024	SSA	0.988	6.01	5HA14	7.70	20
3	Appuis	338.75	0.040	SSA	0.980	9.93	5HA16	10.05	20
3-4	Travée	129.67	0.014	SSA	0.993	3.75	5HA14	7.70	20
4	Appuis	268.01	0.030	SSA	0.985	7.82	5HA16	10.05	20

Remarque :

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction: (Art A.8. 3/BAEL91 modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 0.9}{2} = 1.35 \text{ cm}^2$$

En tenant compte du RPA, Nous adopterons deux barres en HA10 = 1.57 cm² comme armature de peau avec des épingles $\Phi 8$.

c) Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{\min} = 0,23 b.d. \quad \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 7.25 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_a = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.25 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.64 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2.2/ BAEL91 modifiées 99).

$$T_u^{\max} = 934.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{934.62 \times 10}{60 \times 100} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

Influence sur les armatures inférieures

$$A_u = \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{934.62 \times 10^3 - \frac{715.32 \times 10^6}{0,9 \times 1000}}{348} = 401.79 \text{ mm}^2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 23.41 \geq A_u = 4.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur le béton

$$T_{u\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \gamma_b = 0,4 \times 0,9 \times 60 \times 100 \times 100 = 36\,000 \text{ KN} \leq 934.62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (Art A.6.1.3/ BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau} \psi f_{t28}. = 5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9.d \sum u_i} = \frac{934.62 * 10}{0.9 * 100 * 53.31} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = \text{Somme des périmètres utilisés des armatures } \sum u_i = \Sigma (\pi * \phi_i) = 4 * 3.14 * 2 = 17.68 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } T_u^{\max} = 934.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{934,62 \times 10^3}{600 \times 1000} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que : $\Phi \leq \min \{20 ; 3 ; 60\} = 20 \text{ mm}$.

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : **6 HA 8 = 3,02 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

Calcul des espacements des barres transversales (Art. A.5.1,232 / BAEL91)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la

condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} = \frac{3,02 \times 0,9 \times 400}{60 \times 1,15 \times (1,51 - 0,14 \times 5)} = 20.62 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 20.62 \text{ cm}$$

Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91).

$$S_{t \max} \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq \min \{90 ; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

En zone nodale : $S_t \leq \min \{ h/4 ; 12 \} = \min \{ 26.25 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \} = 24 \text{ cm}$

Soit : $S_{t \max} \leq 24 \text{ cm}$.

On opte pour **S_t = 10 cm**

En zone courante (travée) : $S_t \leq h/2 = 105/2 = 52.5 \text{ cm}$

Soit : $S_{t \max} \leq 52.5 \text{ cm}$.

On opte pour **S_t = 15 cm**

Vérification de la section minimale du RPA

$$A_{t \min} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} > A_{t \min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à L'ELS :

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

En appuis : $\mu = 0.084 \rightarrow = 0.180$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{715.32}{528.19} = 1,36$$

$$\alpha = 0.180 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

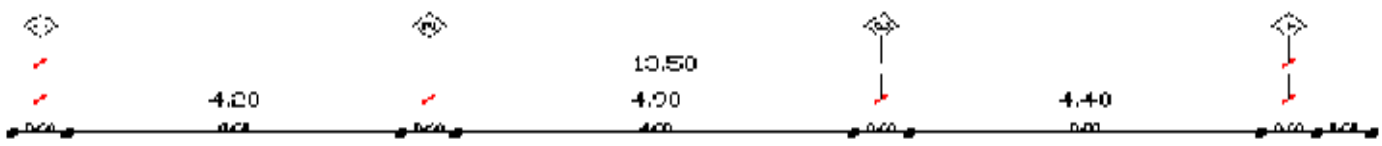
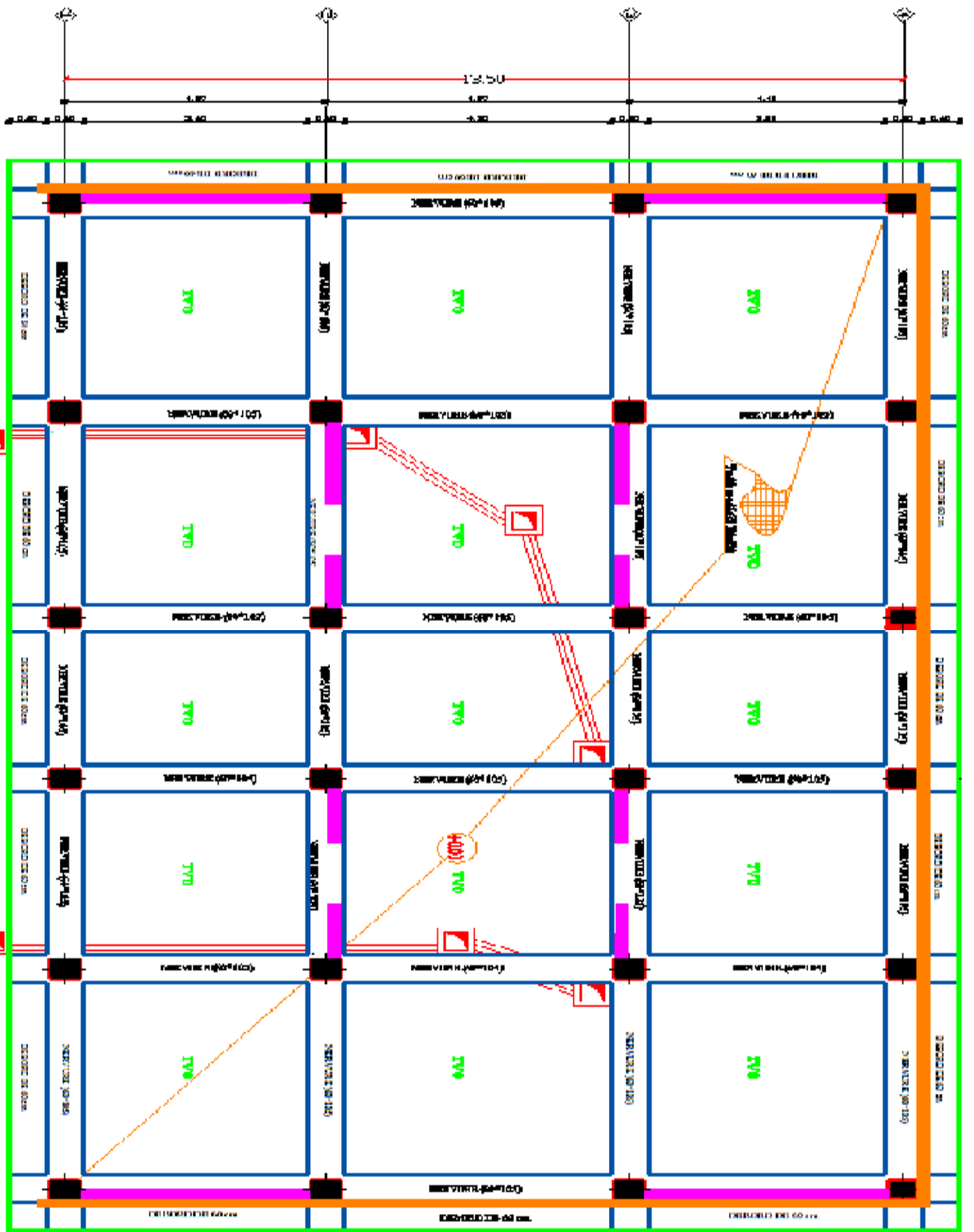
En travée : $\mu = 0.050 \rightarrow = 0.105$

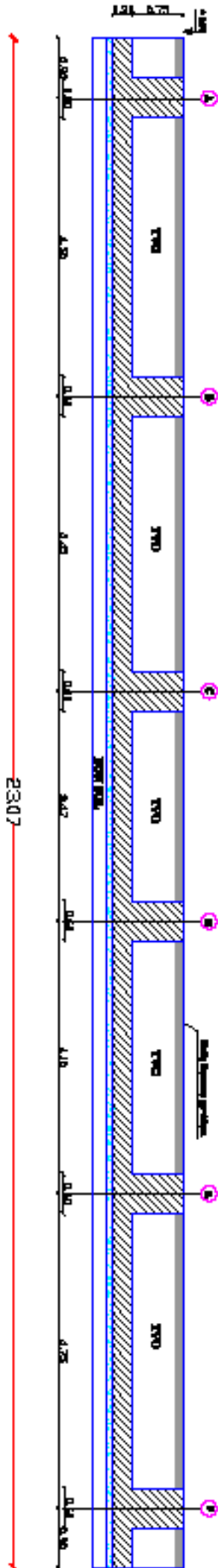
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{436.67}{322.44} = 1,36$$

$$\alpha = 0.105 < \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

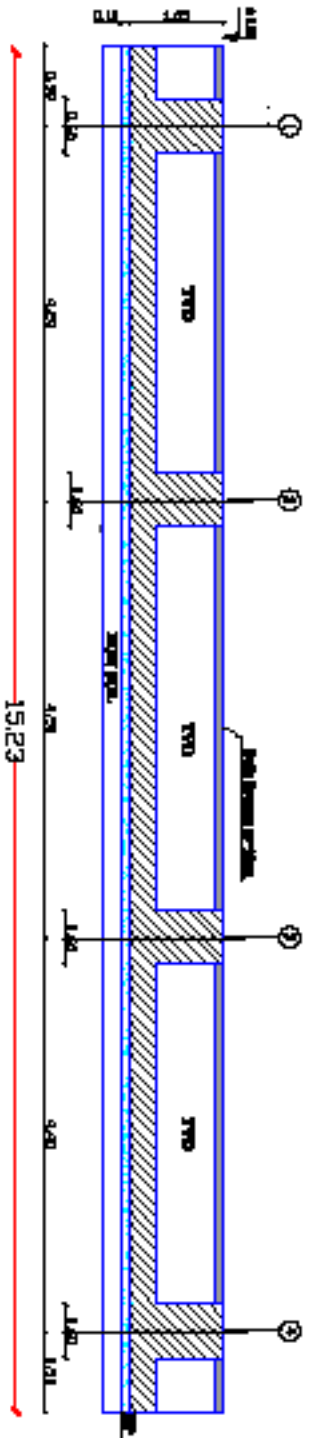
Remarque :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.



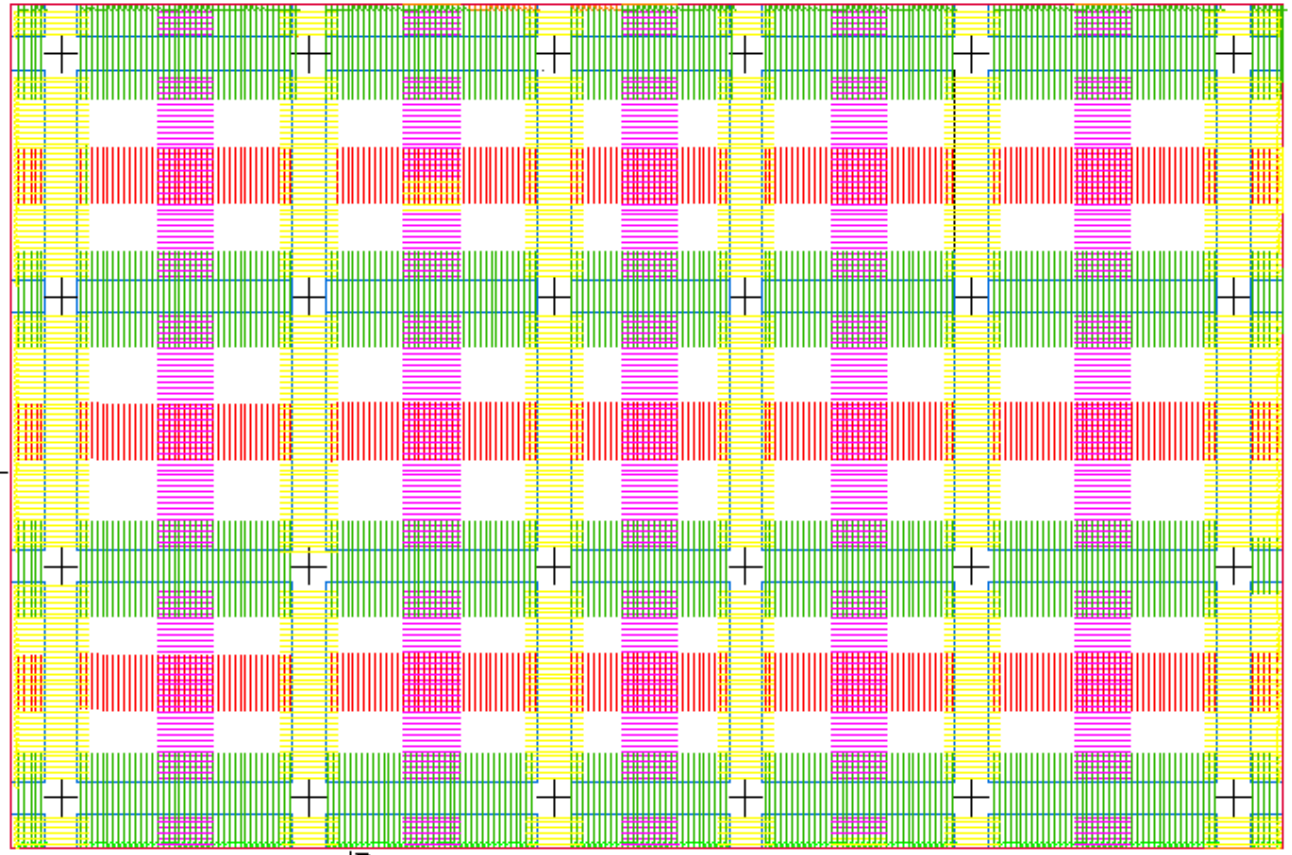
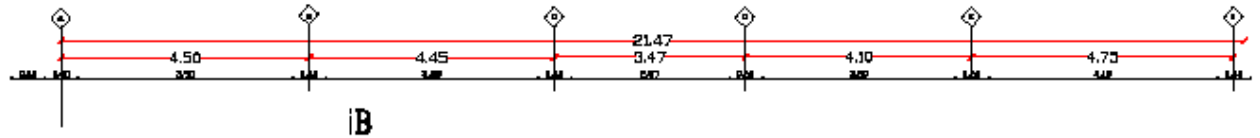


Carroço de rodas com pneu

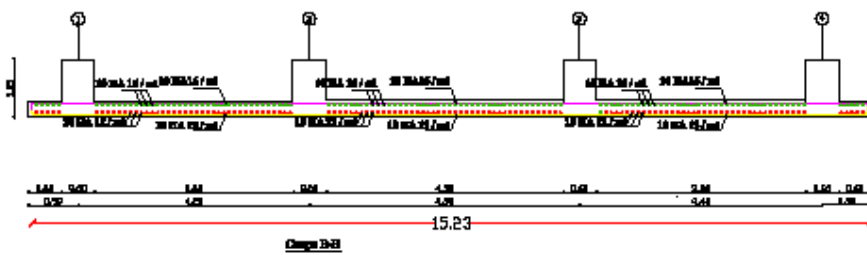


Carroço de rodas com pneu

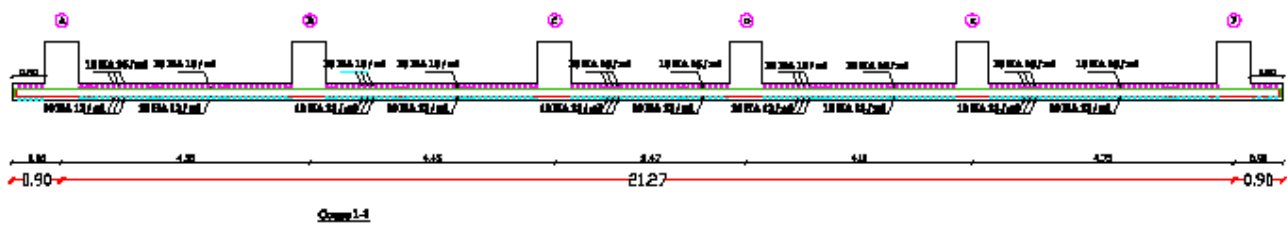
Nome: MARCELO ALVES DE MOURA Matrícula: 1000000000000000000 Curso: ENFERMAGEM		Nome do grupo de trabalho: INDEPENDENTE DO GRUPO	
Título do trabalho: Plano de trabalho do trabalho		Data: 15/03/2023	



Ferraillage de la dalle sens y-y)

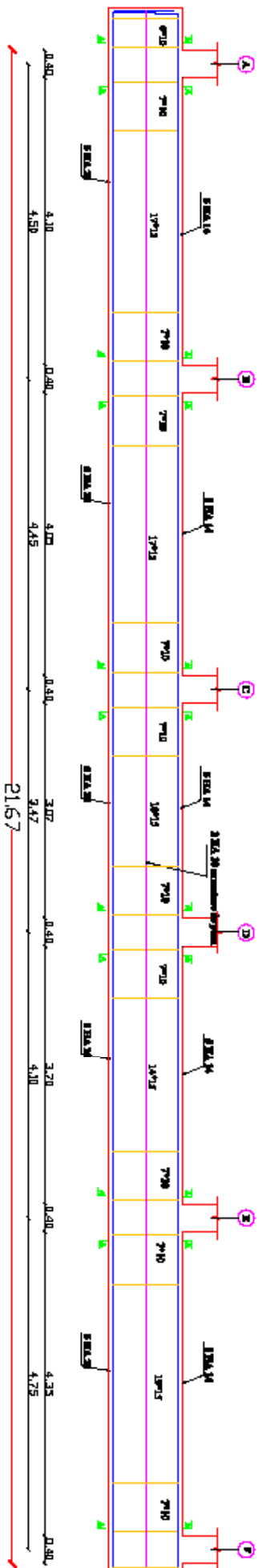


Ferraillage de la dalle sens x-x

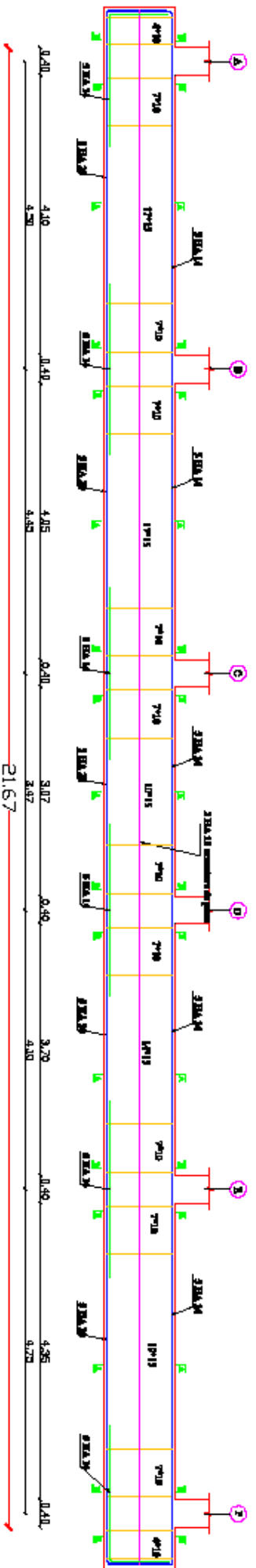


Edification algérienne résidentielle et commerciale Université Mohamed El-Bachir de T.D		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Révisé par : Melle HADJ ALI Khatou Melle ENCHABAH Hanae		Plan de ferraillage du radier	
Dessiné par : M. MBORELAT			

Nervures de rive sens X-X

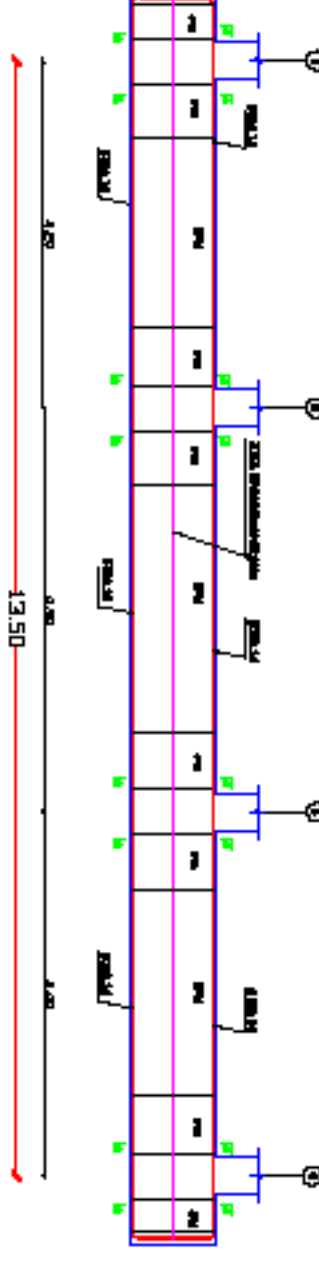
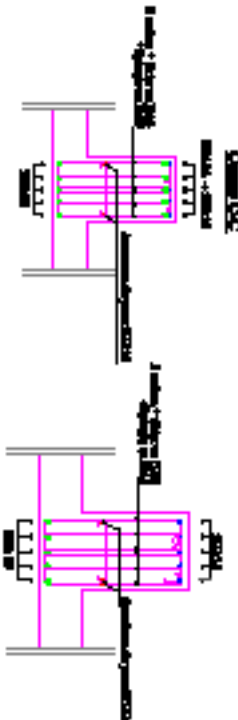
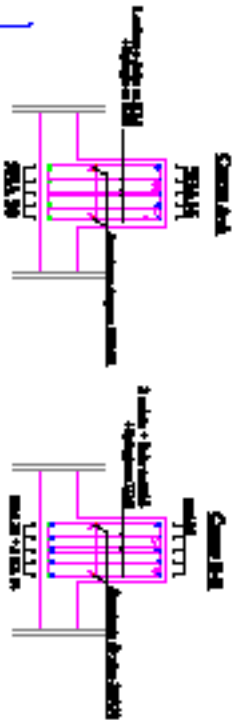
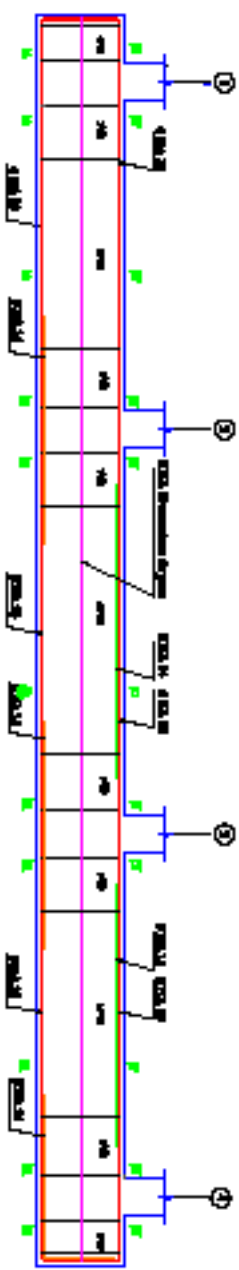


Nervures centrale sens X-X



Rédigé par : Nabil ELADI ALI RESLAN Nabil BOULARABOUBA DE NUMERAIY		Titre de l'étude / Titre des nervures POUTRE		Année : 2013	
Matériau de l'ouvrage : Béton armé et acier Université : Université de Sousse		Niveau de la structure :		Année : 2013	

Nervuras do tipo sem 5-7



Tipo de Nervuras: 5-7 Tipo de Nervuras: 5-7		Tipo de Nervuras: 5-7 Tipo de Nervuras: 5-7	
Tipo de Nervuras: 5-7 Tipo de Nervuras: 5-7		Tipo de Nervuras: 5-7 Tipo de Nervuras: 5-7	

VI : ETUDE DU MUR
PLAQUE



Introduction :

Afin de relier l'infrastructure a la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

1) Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. On opte pour une épaisseur de **20 cm**

2) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du S. SOL.

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos.

ϕ : Angle de frottement interne.

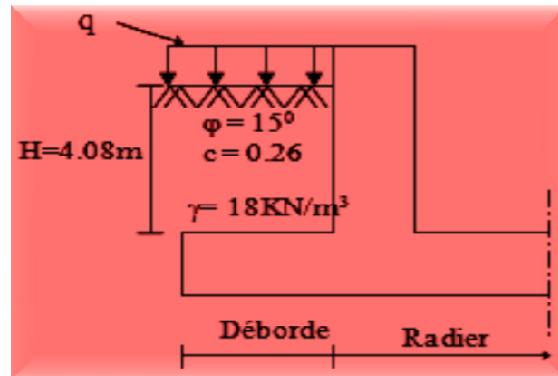


Fig. VII-1. Schema statique de mur plaque

2-A) Détermination des sollicitations :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Poids volumique du sol $\gamma=18\text{KN}/\text{m}^3$

Angle de frottement interne $\phi=15^\circ$

Cohésion $C=0.26$

Surcharge éventuelle $q=10\text{KN}/\text{m}^2$

$\sigma_{\text{SOL}} = 2.24\text{bars}$

2-B) Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Tel que : $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

$$\sigma_V = q + \gamma h \text{ avec } 0 < h < H$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos tel que : $K_0 = (1 - \sin \phi) / \cos \phi$

ϕ : Angle de frottement interne.

$$K_0 = (1 - \sin \phi) / \cos \phi = (1 - \sin 15) / \cos 15 = 2.87$$

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot (1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 2.87 (1.5 \cdot 1) = 4.31 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$h = 4.08 \rightarrow \sigma_{H2} = 2.87 (1.35 \cdot 2.24 \cdot 4.08 + 1.5 \cdot 1) = 39.71 \text{ KN}/\text{m}^2$$

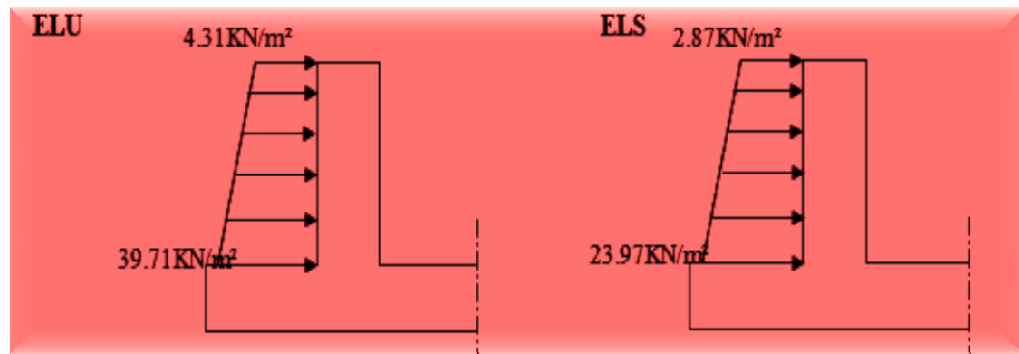
ELS:

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot (\gamma \cdot h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 2.87 (1) = 2.87 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$h = 4.08 \rightarrow \sigma_{H2} = 2.87 (2.24 \cdot 4.08 + 1) = 29.09 \text{ KN}/\text{m}^2$$

2-C): Diagrammes des contraintes



2-D): Détermination des moments :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

Identification des panneaux :

$L_x = 4.08 \text{ m}$

$L_y = 4.90 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.90} = 0.83 \text{ m}$

$\rho = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

$\mu_x = 0.0531 ; \mu_y = 0.649$

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 cotés. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

* Moment en travée : 0.75

* Moment en appui: 0.5

ELU: $q_u = \frac{3 \cdot (\sigma_{H2} + \sigma_{H1})}{4} \cdot 1 \text{ m} = \frac{3 \cdot (39.71 + 4.31)}{4} = 33.02 \text{ kN/ml}$

ELS: $q_s = \frac{3 \cdot (\sigma_{H2} + \sigma_{H1})}{4} \cdot 1 \text{ m} = \frac{3 \cdot (29.09 + 2.87)}{4} = 23.97 \text{ kN/ml}$

ELU : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0531 \cdot 33.02 \cdot 4.08^2 = 29.19 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.649 \cdot 29.19 = 18.95 \text{ KN.m}$

Correction des moments :

-Sens XX : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot 29.19 = 14.59 \text{ KN.ml}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \cdot 29.19 = 21.89 \text{ KN.m}$

-Sens YY : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \cdot 18.95 = 9.47 \text{ KN.ml}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \cdot 18.95 = 14.21 \text{ KN.m}$

3) Ferrailage du mur plaque : Calcul des sections d'armatures

3-A) Les armatures longitudinales :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=20cm).

$\mu = M / f_{bu} \cdot b \cdot d^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m2 de HA8.

Sens	zone	Mu(KN.m)	μ	section	β	A(cm2)	A _{min} (cm2)	A _{adopt}	ferrailage
xx	Appuis	14.59	0.036	SSA	0.982	2.51	2.00	7.70	<u>5HA14</u>
	Travée	21.89	0.054	SSA	0.972	3.81	2.00	7.70	<u>5HA14</u>
yy	Appuis	9.47	0.024	SSA	0.988	1.62	2.00	7.70	<u>5HA14</u>
	Travée	14.21	0.034	SSA	0.983	2.44	2.00	7.70	<u>5HA14</u>

Tableau VII-1: ferrailage du voile périphérique

3-B) Les armatures transversales :

Travée $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$ Soit : 5HA10/ml = 3.93 cm²

Appuis : $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$ Soit : 5HA10/ml = 3.93 cm²

4) Vérification à l'ELU :

4-A) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ → **condition vérifiée**

Dans le sens yy $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ → **condition vérifiée**

4-B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 100 * 17 * 2.1}{400} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Dans le sens xx : = 5HA14 = 7.70 cm² > 2.06 cm² **condition vérifiée**

Dans le sens yy : = 5HA14 = 7.70 cm² > 2.06 cm² **condition vérifiée**

$A_{\text{st adopté}} > A_{\text{st min à ancrer}}$ **Les armatures ancrées sont suffisantes**

4-C) Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,23)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec $L_s = 1.0 * 400 / (4 * 2.835) = 35.27 \text{ cm}$

→ Pour $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$. On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

→ Pour $\Phi 10$: $l_s = 35.27 \text{ cm}$. On prend $L_s = 40 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 21.

→ Pour $\Phi 12$: $l_s = 16.92 \text{ cm}$. On prend $L_a = 18 \text{ cm}$

→ Pour $\Phi 10$: $l_s = 14.10 \text{ cm}$. On prend $L_a = 16 \text{ cm}$

4-D) Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est : $\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_i \right)$

$\phi \leq \min (28.57 ; 30 ; 12) = 11.42 \text{ mm}$

Soit $\phi = 10 \text{ mm}$. **On choisira un cadre + un étrier** $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

5): Vérification à l'ELS :

Moments fléchissant :

$M_{0x} = \mu_x * q_s * L_x^2 = 0.0531 * 23.97 * 4.08^2 = 21.19 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.649 * 21.19 = 13.82 \text{ KN.m}$

5-A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme

préjudiciable. $\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} * f_e ; \max (0.5 * f_e ; 100 * \sqrt{1.6 * f_{tj}}) \right\}$

Avec : f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;
 f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;
 η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} * 400 ; \max (0.5 * 400 ; 100 * \sqrt{1.6 * 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma} = \min \{ 266.7 ; \max (200 ; 201.63) \}$$

5-B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

Sens xx :

Contrainte dans l'acier : On doit donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}$

$$\rho = \frac{100 * 21.19}{100 * 17} = 1.24 \quad k_1 = 18.33 \text{ et } \beta = 0.850$$

Tel que : $K = 1/k_1$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_u}{A_s \beta d} = \frac{13.92 \cdot 10^3}{7.07 * 0.814 * 17} = 129.71 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est

$$\sigma_{bc} = k * \sigma_s = 0.042 * 129.71 = 5.46 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5-C) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- Avec :
- h : hauteur totale (20 cm)
 - L : portée entre nus d'appuis ;
 - M_t : moment max en travée
 - M_0 : moment max de la travée isostatique ;
 - A : section des armatures ;
 - b : largeur de la section ;
 - d : hauteur utile de la section droite.

Sens xx

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 * 13.82 = 10.37 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 23.97 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times l^2 / 8 = 49.87 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.2 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{10.37}{10 \times 49.87} = 0.021 \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7.70}{100 \times 17} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens yy

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 * 13.82 = 10.37 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 23.97 \text{ Kn/ml}$$

$$M_0 = q_s \times l^2 / 8 = 71.94 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.2 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{10.37}{10 \times 71.94} = 0.015 \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7.70}{100 \times 17} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{f_c} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

5-D) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,15.f_{c25}}{\gamma_d} \quad \text{Pour les fissurations préjudiciables} \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa}$$

Ty=23.97x 4.75 =113.86 KN.
Tx=23.97x 4.90 =117.45 KN.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{117.45 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.69 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

5-E) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \cdot 0.9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

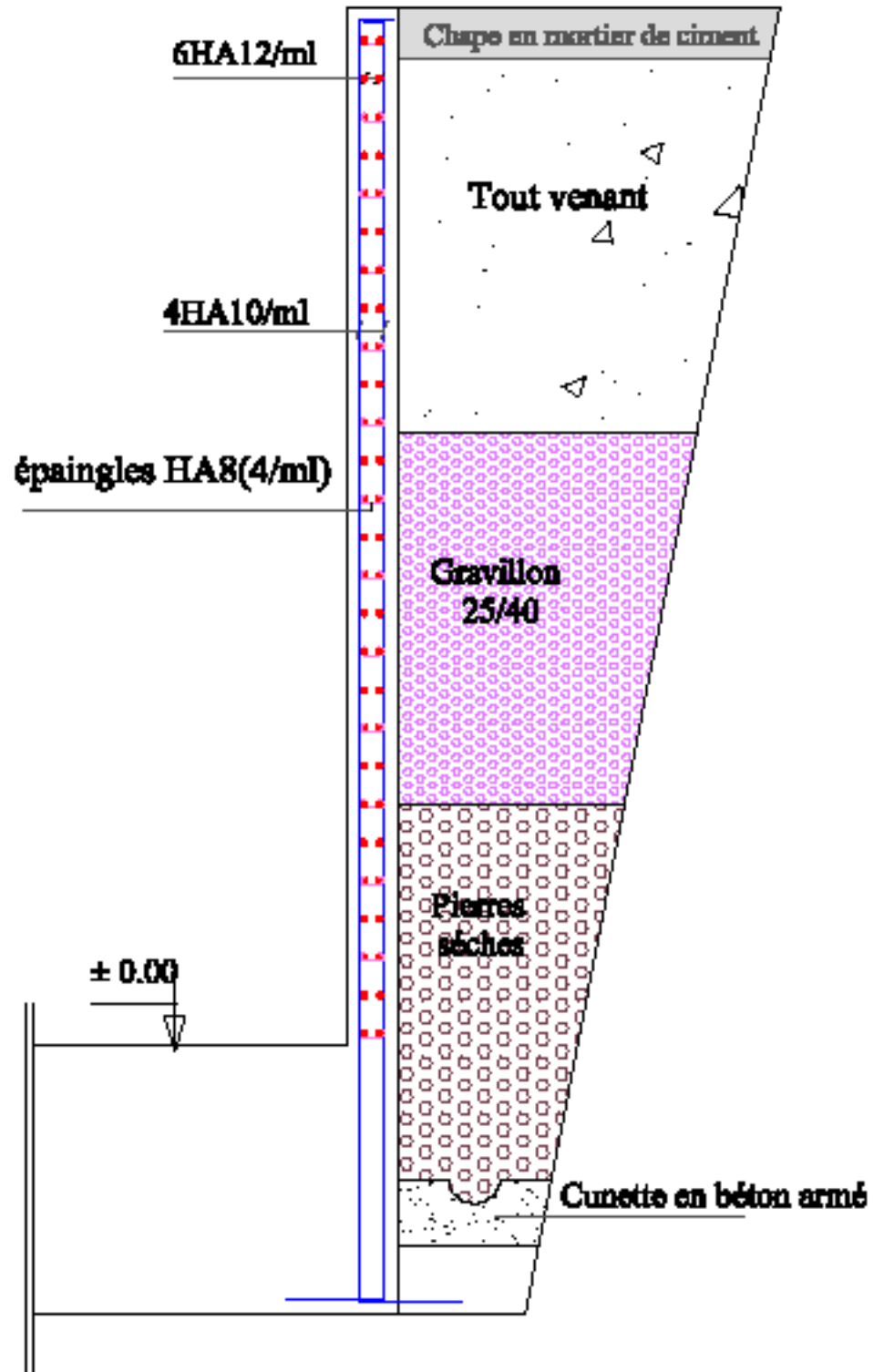
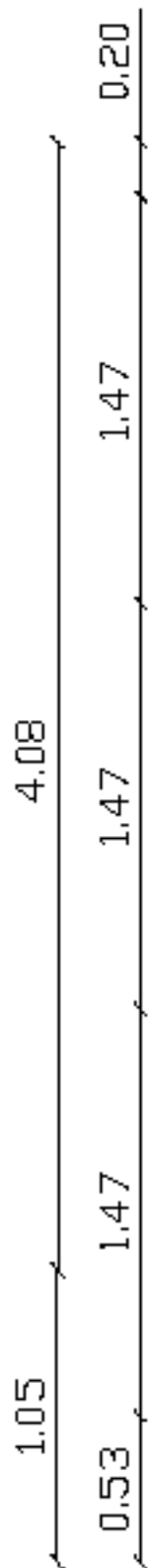
Pour le sens x - x : $\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 113.86}{100 \cdot 0.9 \cdot 17} = 0.148 \text{ MPa} \dots \dots \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour le sens y - y : $\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 117.45}{100 \cdot 0.9 \cdot 17} = 0.153 \text{ MPa} \dots \dots \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

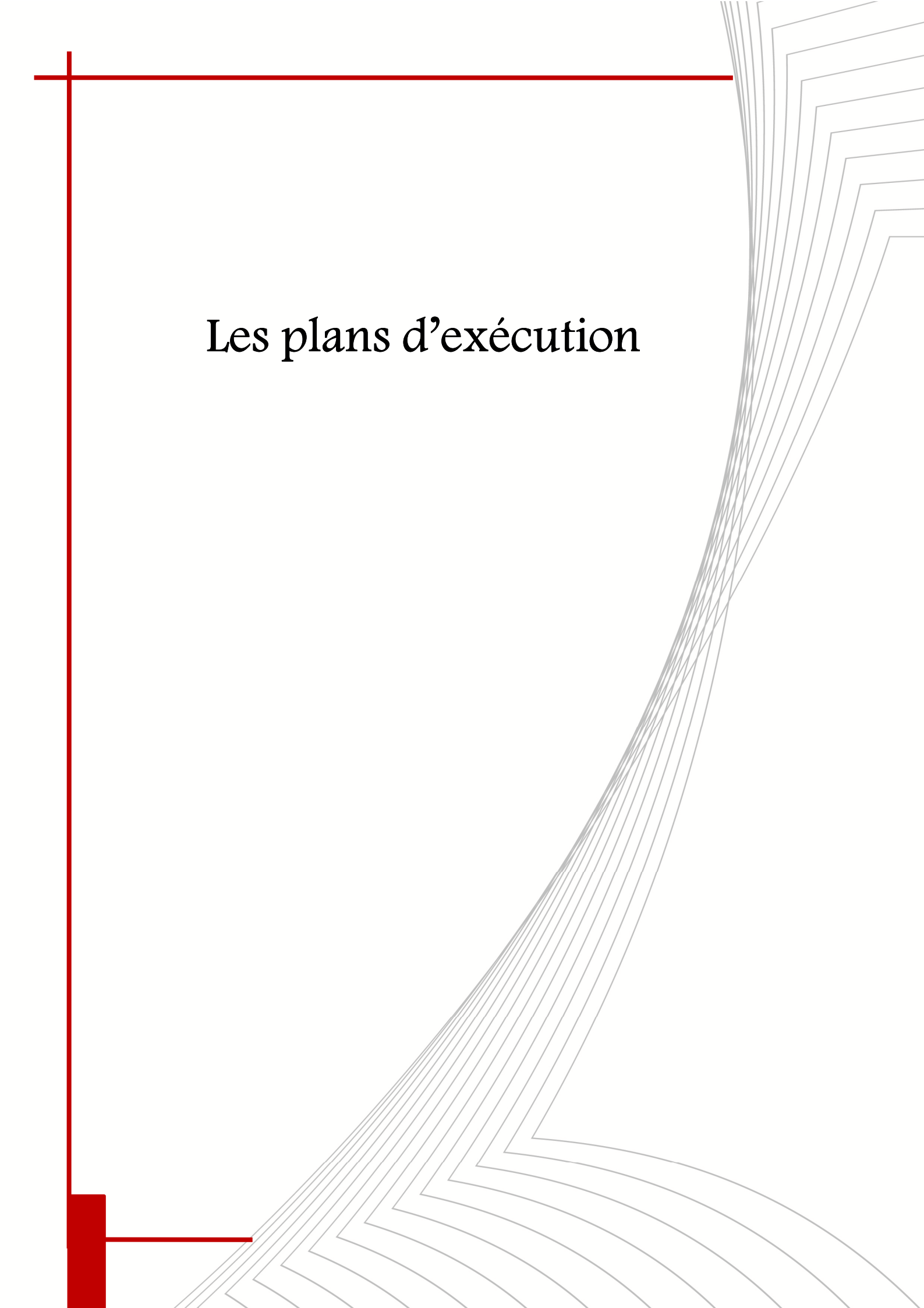
6) Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

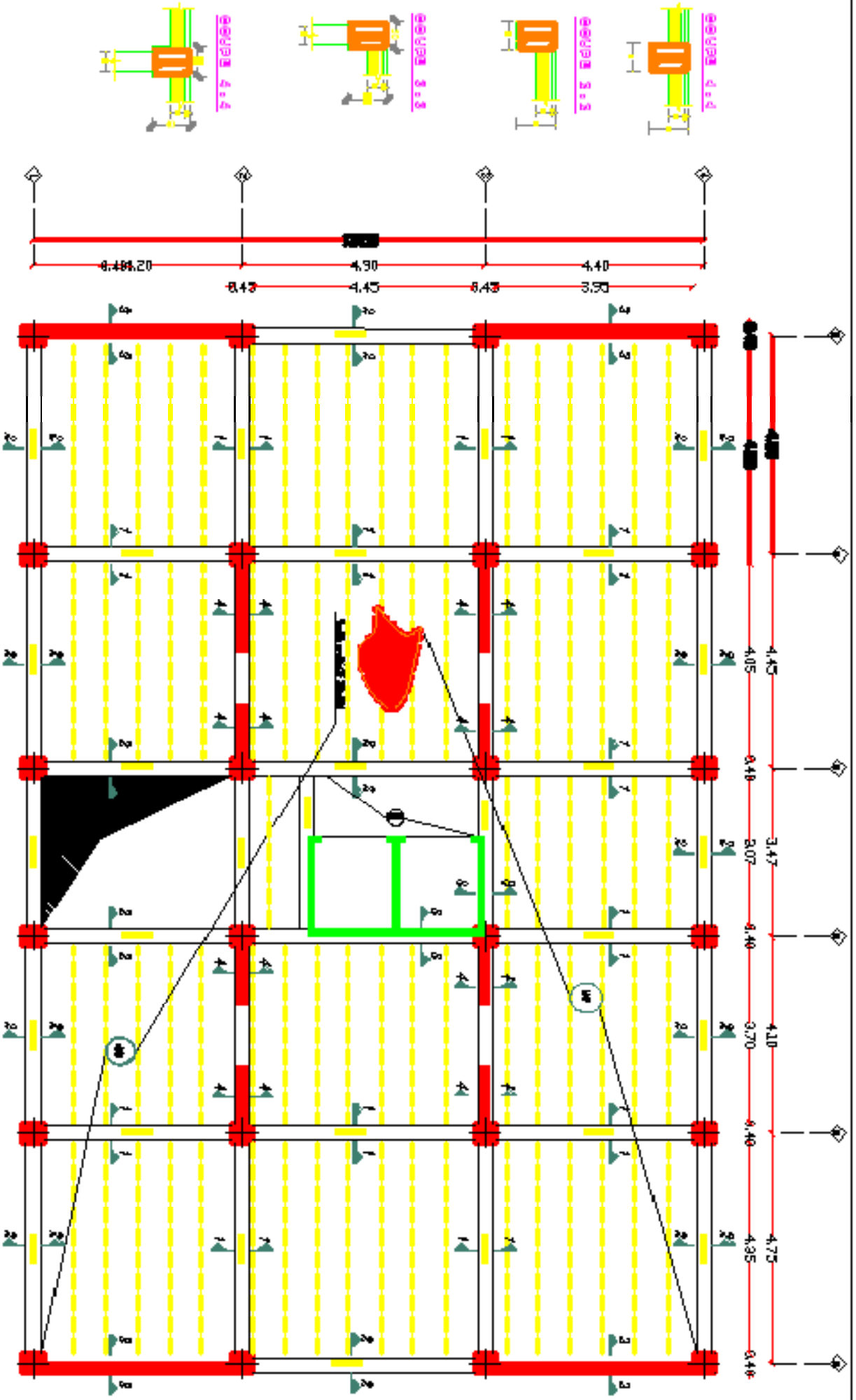
- Les armatures sont constituées de deux nappes
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (Horizontal et vertical)
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.



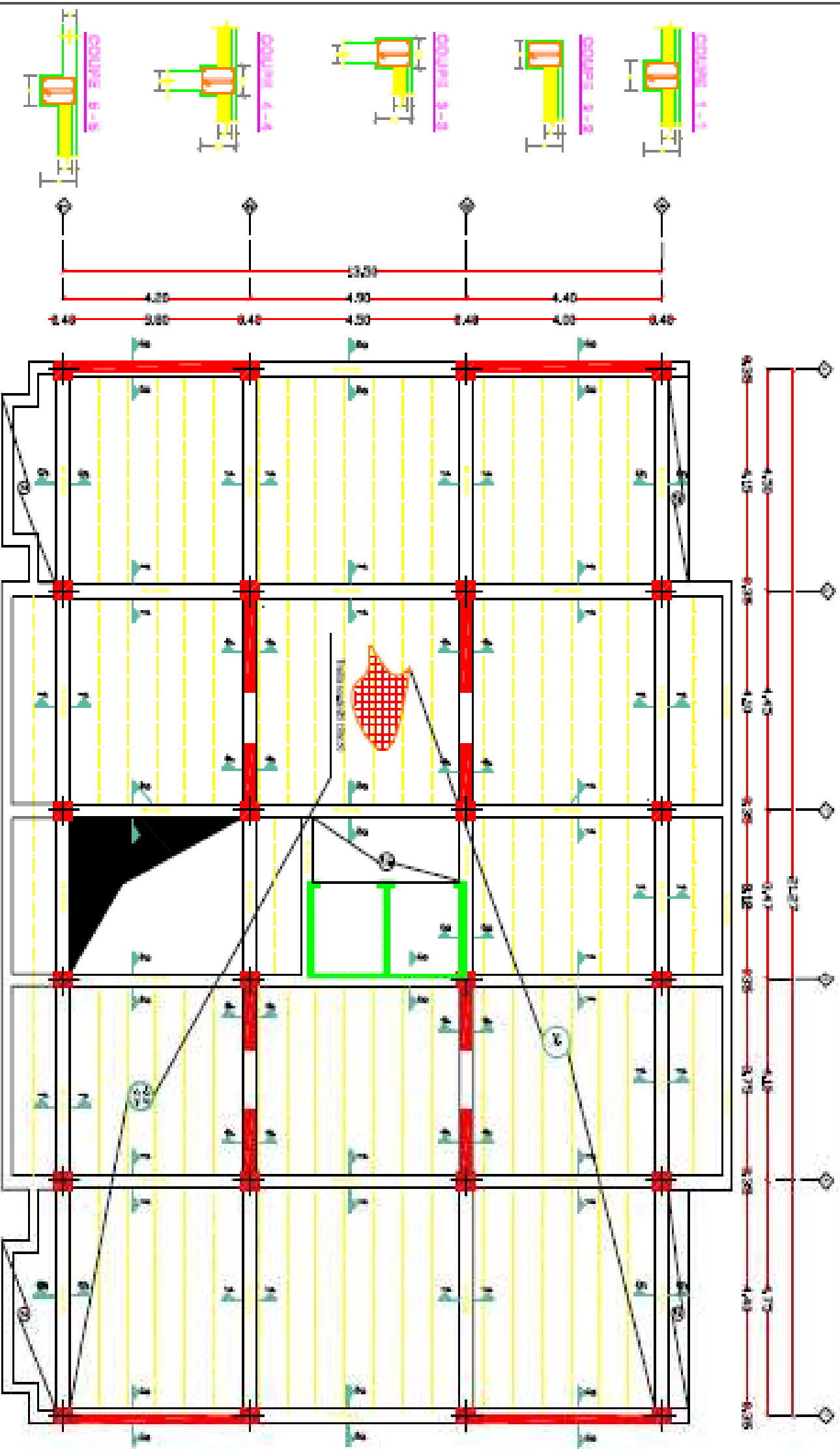
Étude de faisabilité économique et sociale Université Mohamed El-Bachir el-Idj Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Étudié par M. M. ALI M. M. ALI	Date de réalisation du 10/05/2024
Dirigé par: M. M. MEGHAT	

The page features a decorative graphic consisting of a red L-shaped line in the top-left corner and a series of thin, grey, curved lines that sweep across the right side of the page. The text is centered in the upper half of the page.

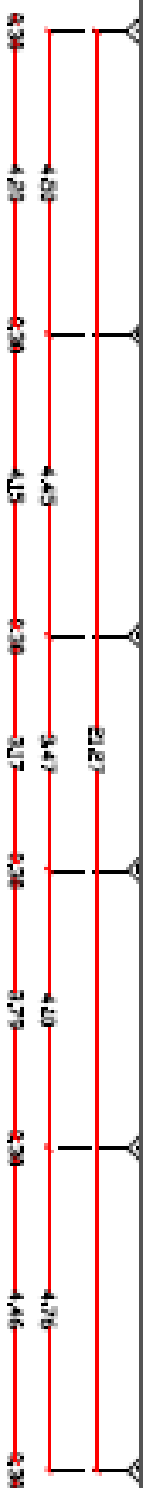
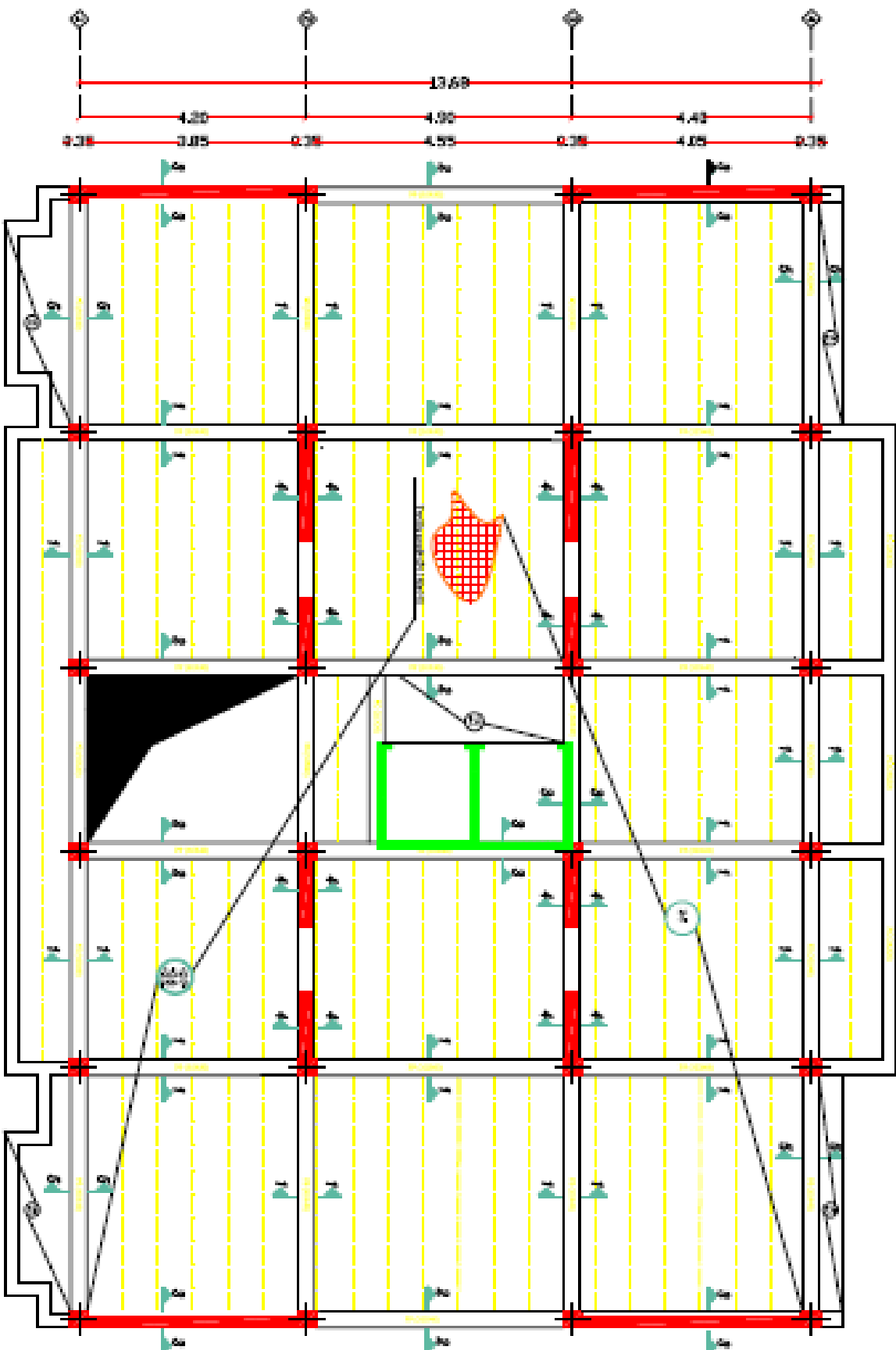
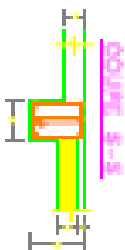
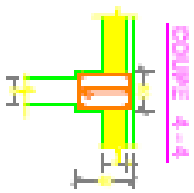
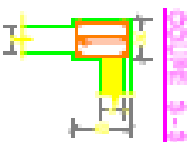
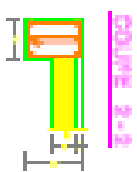
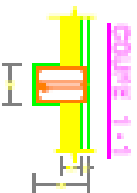
Les plans d'exécution



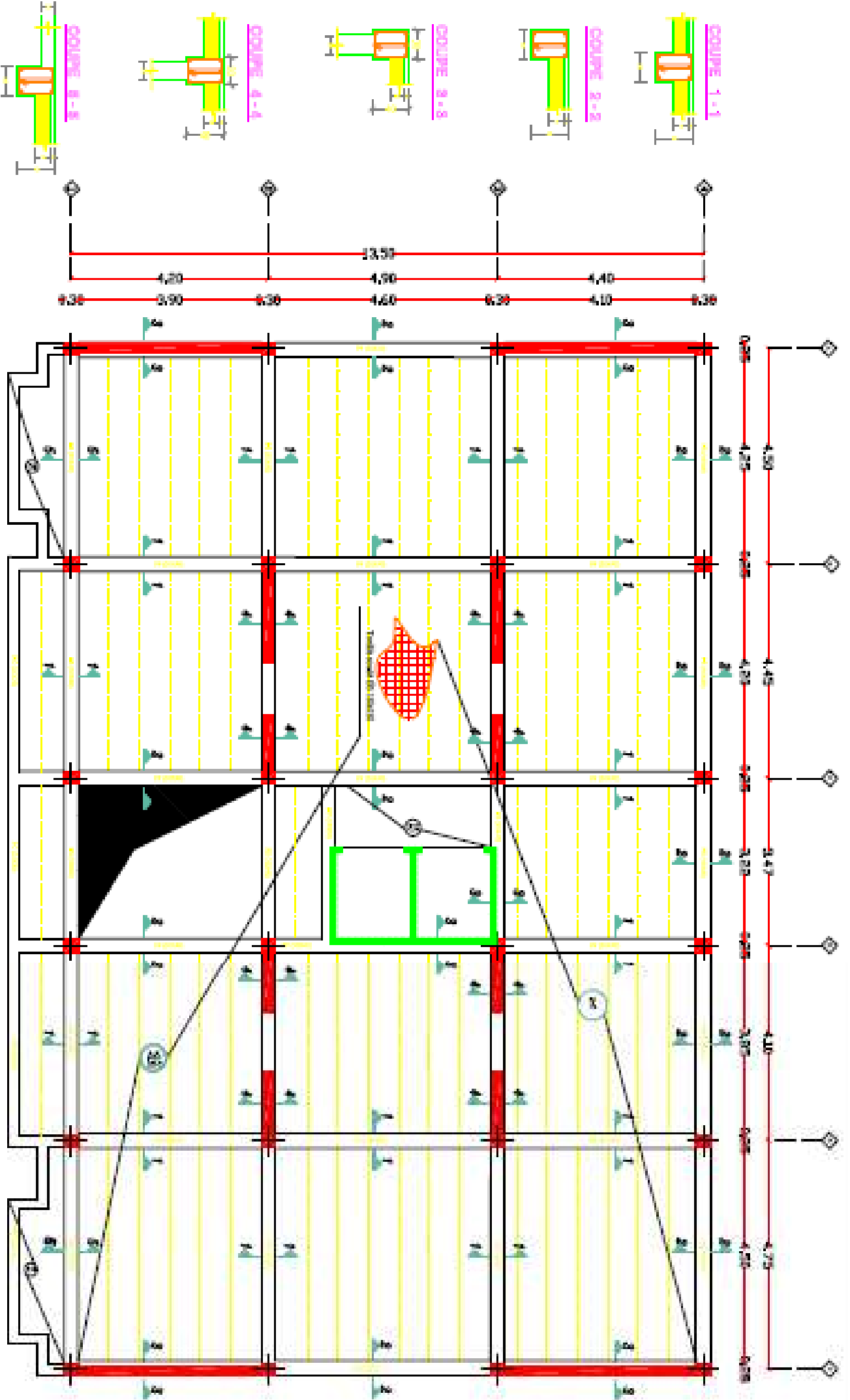
République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de l'Énergie et de l'Hydrocarbures Direction Générale de l'Énergie et de l'Hydrocarbures		Direction des Études et de la Recherche Direction des Études et de la Recherche	
Service des Études Direction des Études et de la Recherche		Direction des Études et de la Recherche Direction des Études et de la Recherche	
Plan de coffrage du plancher Sous-sol		Page 17 Année 2023	



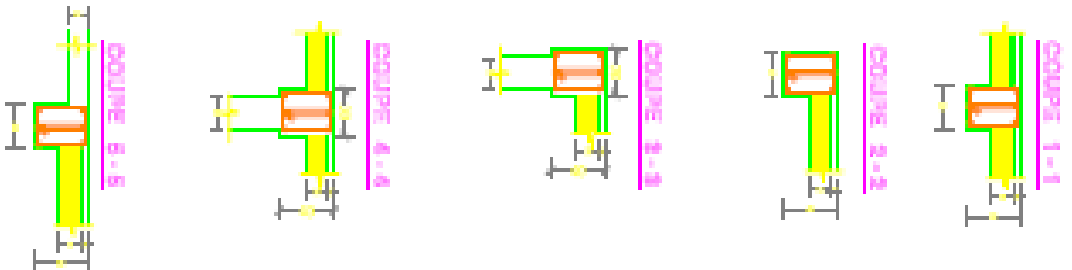
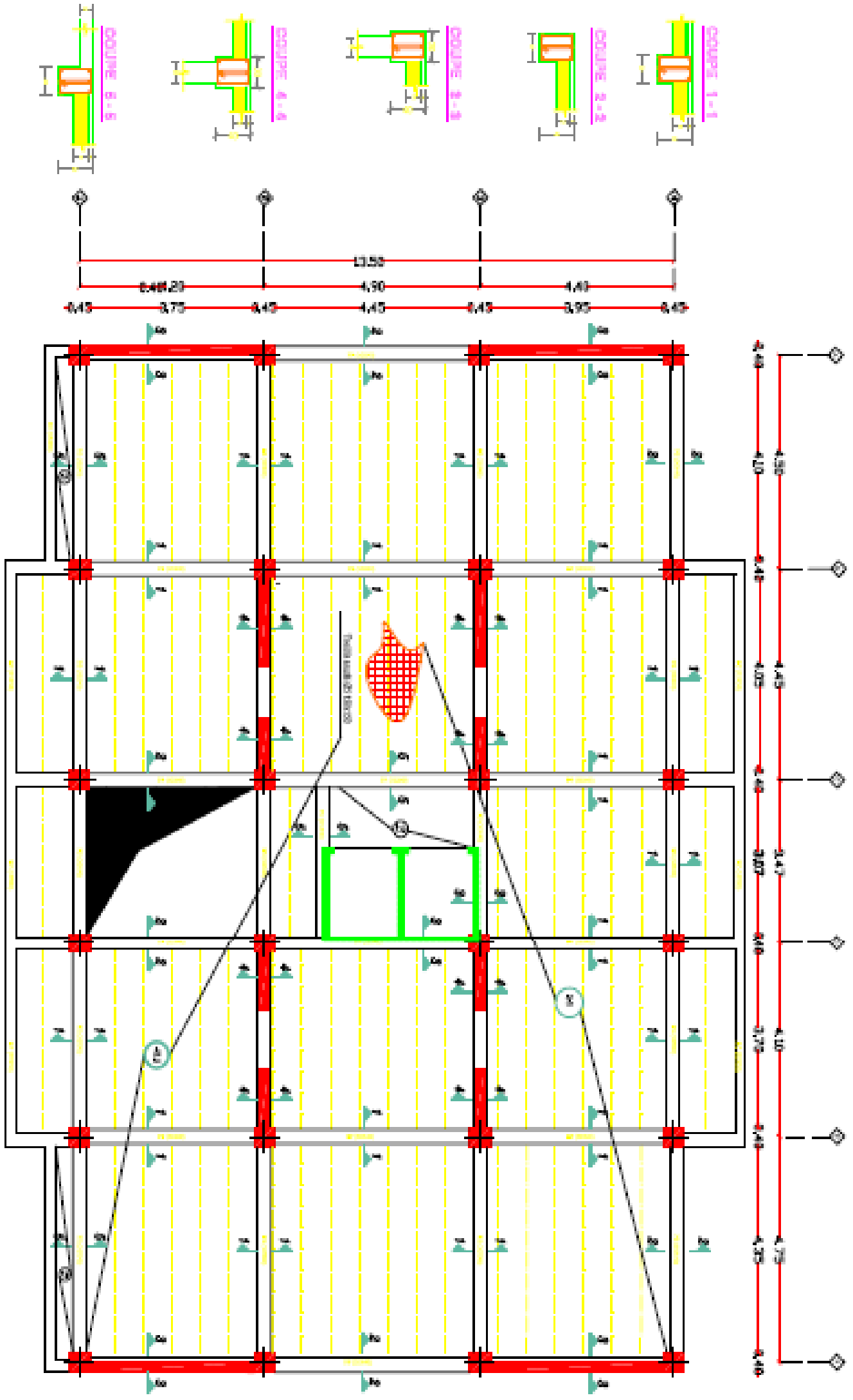
Institut Supérieur d'Architecture et d'Urbanisme Université de la Méditerranée Aix-Marseille II Marseille, France		Institut Supérieur d'Architecture et d'Urbanisme Université de la Méditerranée Aix-Marseille II Marseille, France	
Niveau de la plan : Plan de structure des planchers 2 et 3ème		Niveau de la plan : Niveau de la plan : Niveau de la plan :	
Date : 2011		Date : 2011	



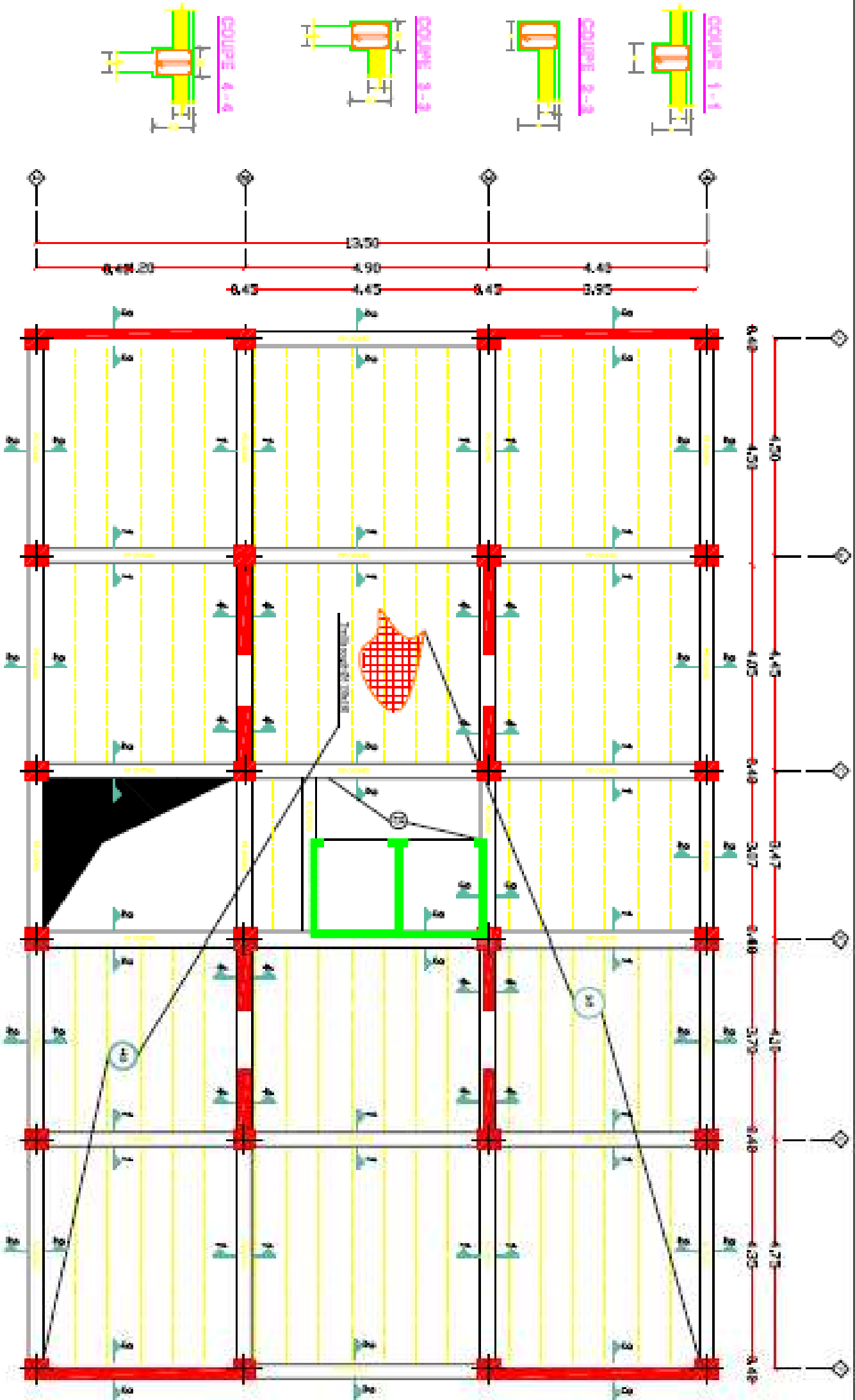
Exploitation système d'assainissement collectif		Projet de plan de la construction	
Travaux de construction de l'ouvrage		Département de la ville de	
Date de l'étude		Date de l'étude	
N° de l'ouvrage		N° de l'ouvrage	
N° de la feuille		N° de la feuille	
N° de la planche		N° de la planche	



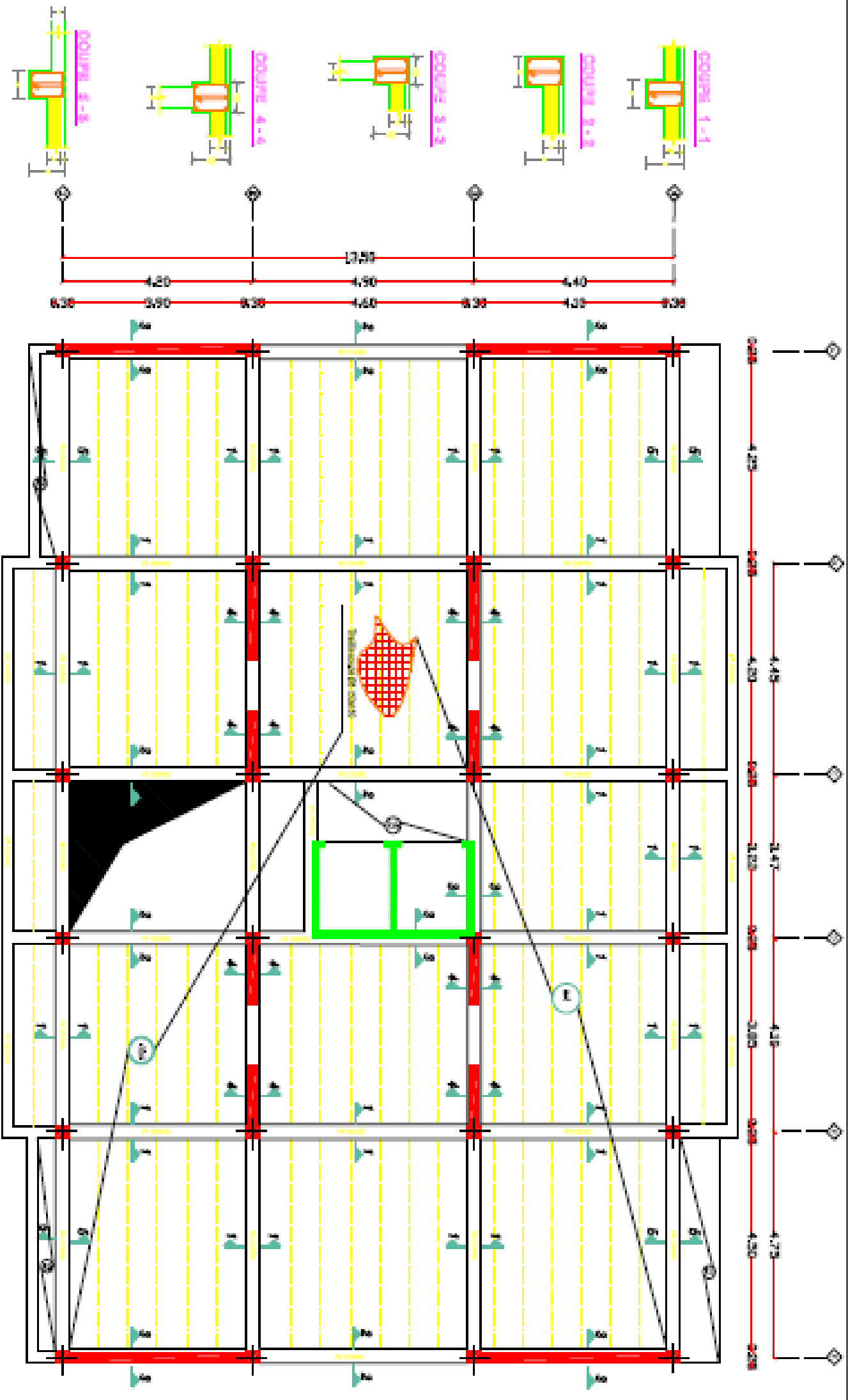
Institut Supérieur de Technologie Université de Moncton - Nouveau Brunswick		Faculté d'ingénierie Département de génie civil	
Titre de l'ouvrage Plan de coffrage des planchers		Auteur M. [Nom]	
Date de l'ouvrage 2024		Version 1.0	



Direction d'ingénierie : Architecture et structure Université Abdelhak Djouadi 2012		Projet de la phase de la construction Département de génie civil	
Étudiant : Sidi Salah Ouallal Code étudiant : 2012010101		Plan de coffrage des planches RDC	
Date : 04/05/2012		Page : 1/1	



Ing. Officiu: Exploatare, Dimensionare si proiectare Serviciu tehnic si proiectare in CAD		Proiect de executie de la constructia Terenurilor de teren si	
Realizat de: ING. GABRIELA DINA Serviciu tehnic si proiectare		Plan de cofraj de beton 200x400	
Comandat de: SAU SIA		Anul:	
Anul: 2011			



Signature et tamponnement obligatoire Nom et Prénom de l'architecte Numéro de l'ordre de l'architecte (N°)		Prénoms de l'ingénieur Nom et Prénom de l'ingénieur Numéro de l'ordre de l'ingénieur (N°)	
Étudié par : Date de l'étude : Nom et Prénom de l'étudiant		Plan de coffrage du plancher Niveau :	
Dessiné par : Date de la version :		N° de la version :	

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Durant le calcul de notre structure nous avons constaté que l'étude de contreventement est une étape très importante dans le calcul de structure où le contreventement par portiques et voiles et le mieux adapter pour notre structure étant donné que les dimensions de nos poteaux sont assez importantes.

Nous avons aussi remarqué que les poutres adjacentes au voiles sont très sollicités par rapport aux autre cela est du a l'influence des voiles.

Nous avons constaté aussi que l'utilisation des linteaux assure une stabilité des poutres car l'utilisation de bout de voiles provoque des efforts très importants à ces dernières.

ANNEXE I : ETUDE DU SOL



Société de Gestion des participations Etudes et Engineering « GENEST »
Groupe « LNHC » Laboratoire National de l'habitat et de La construction
Laboratoire de l'habitat et de la construction Centre-« L.H.C.C »
S.P.A AU CAPITAL DE 1 000.000.DA

UNITE TIZI-OUZOU

ETUDE DE SOL

PROJET : REALISATION DU SIEGE DE LA D.U.C
TIZI-OUZOU

CLIENT : D.U.C DE TIZI OUZOU



DOSSIER : 98/ES/2011
OCTOBRE 2011

SOMMAIRE

I- INTRODUCTION

1. Commande de l'étude
2. Topographie du terrain
3. Localisation du projet
4. Contexte géologique

II- RECONNAISSANCE SUR SITE

1. Sondages carottés
2. Essais pénétrométriques

III- ESSAIS DE LABORATOIRE

- a-Essais physiques
- b-Essais mécaniques
- c-Analyse chimiques

IV- CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS

V- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

- ANNEXE



I- INTRODUCTION

1- COMMANDE DE L'ETUDE

Suite au bon de commande N°5708/2011, émanant de la Direction de l'Urbanisme de de la construction de la Wilaya de TIZI-OUZOU en date du 13/09/2011, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre, Unité de Tizi-Ouzou a entrepris l'étude du sol du terrain devant servir d'assise pour le projet de la réalisation du siège de la DUC TIZI-OUZOU.

L'ouvrage envisagé est une structure du groupe d'usage 2 et se situe dans une zone sismique II-a.

Notre intervention a pour objectifs :

- Connaître la nature du sol ;
- Vérifier le degré d'homogénéité du sol ;
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

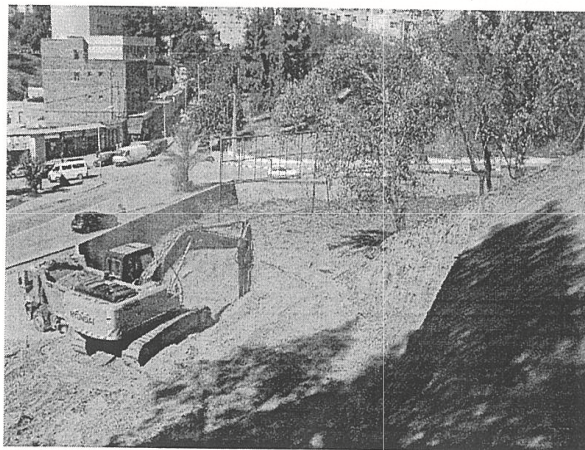
2- TOPOGRAPHIE DU TERRAIN

C'est un terrain plat après les travaux de terrassements limité par un talus du coté Nord/Est.

Lors de notre visite, le terrain ne présente aucun signe apparent d'instabilité.

3- LOCALISATION DU PROJET

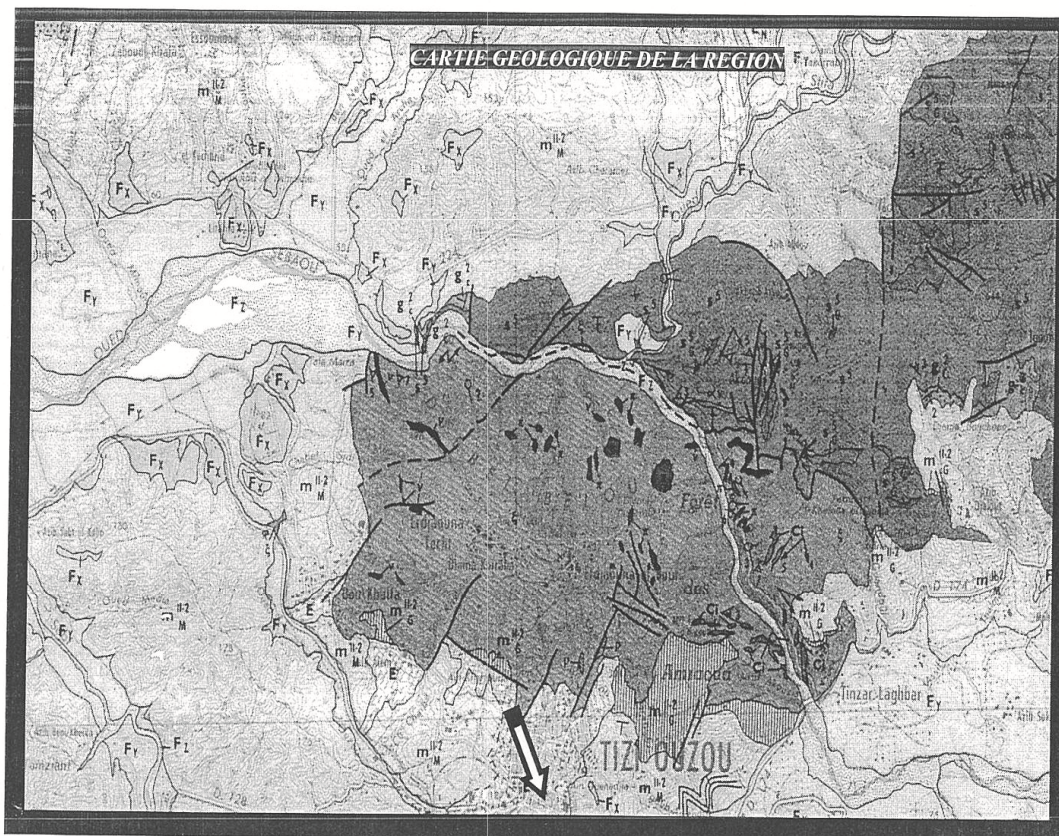
Le projet en question est situé à TIZI OUZOU (voir photo).





4-CONTEXTE GEOLOGIQUE

La région concernée (Tizi Ouzou) se localise dans une partie de ces affleurements. D'après la carte géologique Tizi-Ouzou – Dellys au 1/50 000e la région de Tizi-Ouzou repose sur une puissante assise de marne notée mII-2M, altérée dans sa partie sommitale en marne argileuse.



II- RECONNAISSANCE SUR SITE

Le programme des travaux de reconnaissance sur site établi par le LHCC unité TIZI OUZOU consiste en la réalisation d'une campagne pénétrométrique au nombre de six (06) et de deux (02) sondages carottés.

1- SONDAGES CAROTTES

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés afin de reconnaître la nature géologique des formations qui constituent le sous-sol du terrain d'assise et de prélever des échantillons intacts pour des essais de laboratoire.

La description visuelle des échantillons récupérés du sondage nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :



COUPE 1 (Sondage SC1) niveau de la cote du terrain naturel

0.00 –5.00 m : Remblais.

5.00 –6.00 m : Marne altérée.

6.00 –10.00 m : Marne gris jaunâtre compacte



COUPE (Sondage SC2) cote bas niveau de la route

0.00 –1.50 m : Remblais.

1.50 –3.00 m : Marne gris jaunâtre compacte.

3.00 –10.00 m : Marne grise compacte

2-ESSAIS PENETROMETRIQUES :

Six (06) essais au pénétromètre dynamique ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique de type GEOTOOL dans le but de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol, de vérifier le degré d'homogénéité du sous sol et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Le but de l'essai au pénétromètre consiste en l'enfoncement d'un train de tiges métalliques, munies d'une pointe conique à leur extrémité. Ce type de sondage permet de connaître la résistance de chaque tranche de sol traversée.

La valeur de la résistance dynamique à la pointe (R_p) est calculée par la formule de battage dite «des hollandais» qui s'écrit :

Avec :

M = masse du mouton

M' = somme des masse (train de tiges et l'enclume)

A = section de la pointe en cm^2

H = la hauteur fixe de chute (cm)

e = l'enfoncement de référence (cm)

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H}{e \cdot (M+M') \cdot A}$$

Les résultats obtenus sont représentés sur les graphiques annexés, où les profondeurs cumulées sont portées en ordonnées et en abscisses les résistances du sol à la pénétration dynamique. Les diagrammes nous renseignent sur la succession de couches de différentes



résistances. Les essais de pénétration dynamique permettent directement d'apprécier la résistance du sol par tranche de 1 mètre d'épaisseur.

Les essais nous renseignent également sur la profondeur du substratum selon la géologie du site. Ce dernier est repéré à la profondeur du refus à la pénétration.

L'ensemble des sondages pénétrométrique montrent que le sol présente des résistances à la pénétration dynamique bonnes dès la surface jusqu'à atteindre des refus variant de 0.40m à 2.60m.

III- ESSAIS DE LABORATOIRE

Un échantillon paraffiné prélevé du sondage SC1 réalisés selon la possibilité d'avoir des carottes intactes a fait objet des essais de laboratoire, afin de déterminer les caractéristiques géotechniques du sol.

Les résultats des essais réalisés sont regroupés dans le tableau récapitulatif joint en annexe.

a) Essais physiques :

1) Paramètres physiques

Le tableau ci-après récapitule les résultats des paramètres physiques :

Sondage	Profondeur (m)	Y_d (t/m^3)	W %	Y_h (t/m^3)	e	n %
SC1	6.20-6.80	1.86	12	2.08	0.45	0.31

Y_h : poids volumique humide

Y_d : poids volumique sec

e : indice des vides

n : porosité

$$Y_h = Y_d(1+w)$$

$$e = (Y_s/Y_d) - 1$$

$$n = e / (e + 1)$$

$Y_s = 2.70 t / m^3$ (poids volumique des grains)

La teneur en eau : La teneur en eau naturelle est de 12 % avec un degré de saturation de 70%

La densité : La densité sèche est de $1.86 t/m^3$, sa densité humide est de l'ordre de $2.08 t/m^3$.

2) Paramètres d'identification :

L'analyse granulométrique met en évidence la prédominance de la fraction fine. Il s'agit donc, dans l'ensemble, d'un sol fin (passant à $80 \mu m > 94 \%$).

L'appréciation de la plasticité de l'argile selon les valeurs des limites d'Atterberg (Abaque de CASAGRANDE), est donnée dans le tableau suivant :



Sondage	Profondeur (m)	L_L	I_p	I_c	% des $<2\mu$	A_c	Classification unifiée
SC1	6.20-6.80	55	27	1.59	20	1.35	Argile très plastique

L_L : Limite de liquidité

I_p : Indice de plasticité

I_c : Indice de consistance

A_c : Activité de Skempton

Les résultats mentionnés dans ce tableau révèlent une argile très plastique.

- $I_c > 1$; De point de vue consistance, c'est une argile dure.
- $A_c > 1.25$; Argile d'activité forte.

b) Essais mécaniques :

1) Essais de résistance au cisaillement :

L'essai de cisaillement à la boîte de type consolidé non drainé réalisé en laboratoire. Cet essai permet de déterminer les couples de caractéristique intrinsèques C_{uu} (bars) et Φ (Degré) du sol. Les résultats sont donnés ci après :

Sondage	Profondeur (m)	Essai de cisaillement rectiligne	
		Cohésion C_u (bars)	Frottement Φ (Degré)
SC1	6.20-6.80	0.26	15

c) Analyses chimiques :

Les résultats d'analyses chimiques montrent que le sol en place est d'agressivité nulle (Selon la Norme NFP 18-011 du 06/92).



IV- CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS

1- CALCUL DE CONTRAINTE À PARTIR DES ESSAIS IN-SITU

- La contrainte admissible a été estimée à partir des essais pénétrométriques.
- La contrainte limite de calcul Ql est obtenue par la formule :
- $Ql = Rp / (5 \text{ à } 7)$ (DTU.13.12) ; Règle pour le calcul des fondations superficielles.
- De cette formule nous pouvons estimer la contrainte qui est :
- $Qa = Ql / Fs$ avec $Fs = 3$ (Coefficient de sécurité)
- On retient :
- $Qa = Rp / 21$ avec Rp : résistance en pointe.
- $k = 21$ Coefficient réducteur qui est en fonction de la nature du sol.

En prenant par hypothèse une résistance en pointe Rp la plus pessimiste ≈ 40 bars en aura une contrainte admissible $Qadm = 2$ bars.

2- CALCUL DE CONTRAINTE A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE

-Pour une semelle filante soumise à une charge centrée de coté B et d'encastrement D :

$$Qa = Y_1 \cdot D + 1/3 \cdot 1/2 \cdot B \cdot Y_2 \cdot N_{\gamma} + Y_1 \cdot D \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c$$

Avec :

Y_1 : Poids spécifique humide.

Y_2 : Poids spécifique sec.

N_j, N_q, N_c : Facteurs de portance.

Sondage SC1: Profondeur (6.20 m –6.80 m)

Hypothèse de calcul :

$B = 1.00m$

$D = 3.00m$

$Y_1 = 2.08 \cdot 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$

$Y_2 = 1.86 \cdot 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$

$C = 0.26$

$\varnothing = 15^\circ$

$$\longrightarrow \begin{cases} N_{\gamma} = 1.40, \\ N_q = 4.00, \\ N_c = 11 \end{cases}$$

A.N :

$$Q_{adm} = 2.24 \text{ bars.}$$



ETUDE DE SOL REALISATION DU SIEGE DE LA DUC TIZI OUZOU

V- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Au terme des investigations menées sur le terrain d'assiette du projet de réalisation d'un siège de la DUC TIZI-OUZOU, nous tirons les renseignements suivants :

Les essais pénétrométriques montrent que le sol est hétérogène détenant un bon pouvoir portant.

L'ensemble du site en question est constitué essentiellement de marnes dure surmontés par des marnes gris jaunâtres compactes par contre nous signalons l'existence d'une couche de remblais de 1.50m de profondeur a l'endroit du sondage carotté SC2, et de 5.00m de remblais par rapport à la cote du terrain naturel à l'endroit du sondage carotté SC1 (voir l'implantation sur le plan de masse joint en annexe).

Les essais physiques et mécaniques de laboratoire effectués sur un échantillon intact prélevé du sondage SC1 indiquent que le sol en place est très plastique avec des propriétés chimiques non agressives vis-à-vis des bétons de fondations.

En tenant compte de la géomorphologie du terrain, du type du projet et de l'ensemble des résultats des investigations in situ, nous suggérons :

- Des fondations superficielles de type filantes ou isolées, en laissant toujours au Bureau d'étude l'appréciation et le choix d'adaptation des fondations.
- Avec un taux de travail de l'ordre de 2 bars pour une profondeur d'ancrage des fondations (dans la marne gris jaunâtre compacte à partir de 1.50m par rapport au niveau de la route (voir SC2), et en dépassant toute épaisseur de remblais.

Prévoir un ouvrage de soutènement pour la stabilisation du talus avec un drainage adéquat des eaux, avec les caractéristiques intrinsèques du sol à adapter sont :

La cohésion $C = 0.26$ bars

L'angle de frottement interne $\phi = 15^\circ$

La densité humide $Y_h = 2.08$ t/m³

Nous restons à votre entière disposition pour d'éventuelles informations complémentaires jugées nécessaires.

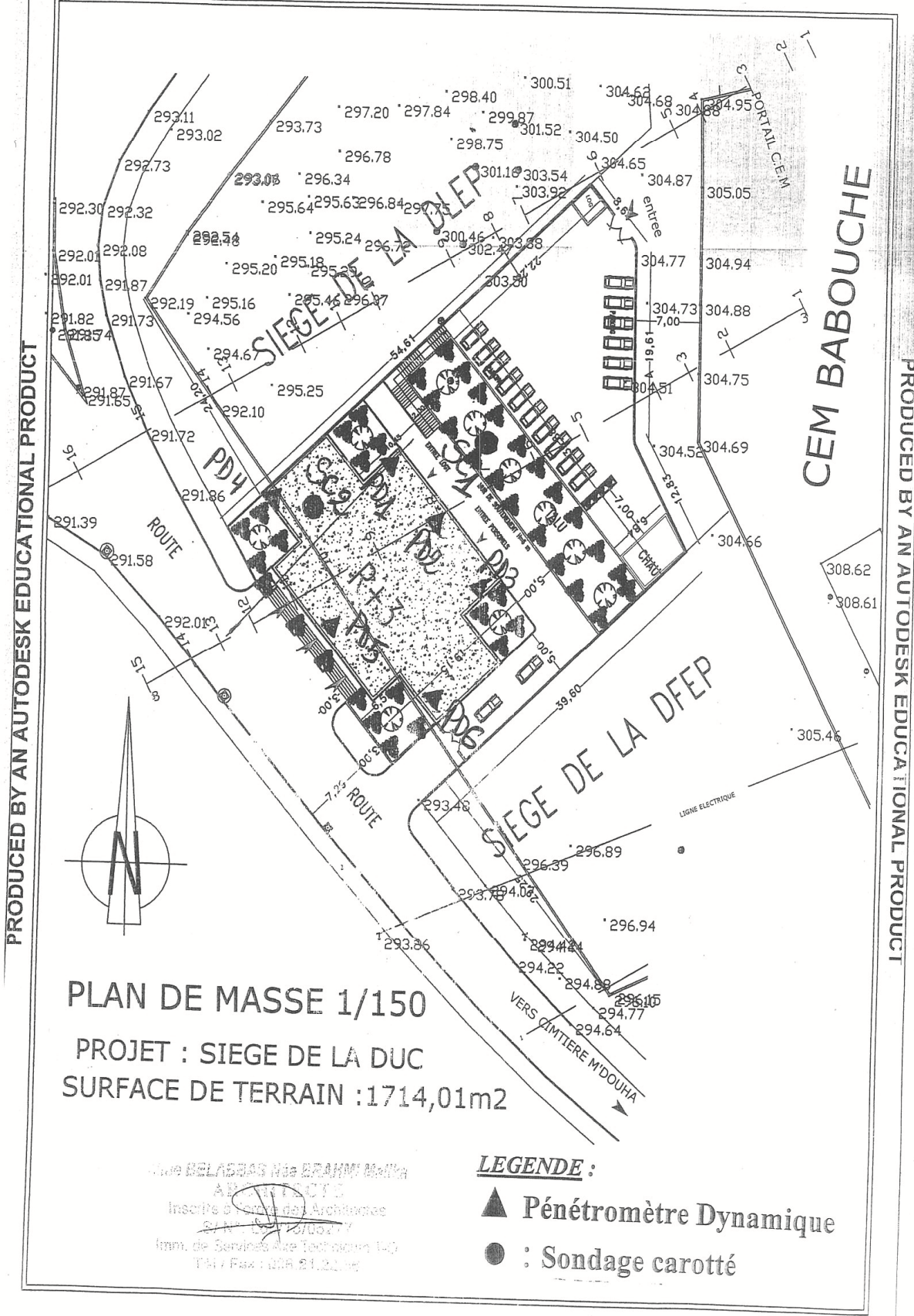
L'INGENIEUR CHARGE D'ETUDE LE CHEF DE DEPARTEMENT


SEDKI Farid



ANNEXE

PROJET : REALISATION SIEGE DE LA DUC TIZI OUZOU.



PLAN DE MASSE 1/150
 PROJET : SIEGE DE LA DUC
 SURFACE DE TERRAIN : 1714,01m2

Mme BELABBAS Née BRAHM' Malika
 ARCHITECTE
 Inscrite à l'Ordre des Architectes
 R.N. N° 15700077
 (Imm. de Services Aux Techniciens I-0)
 TN / Fax : 098 21.22.10

LEGENDE :
 ▲ Pénétrromètre Dynamique
 ● : Sondage carotté

ETUDE DU SOL

FROM : LHCC OUED SMAR

FAX NU. : 021513333



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction du Centre / Groupe L.N.H.C
Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre « LHCC »

Unité : Oued Smar

Structure Labo-Sol

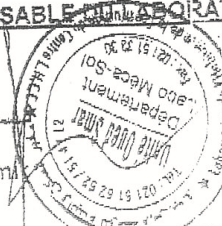
Oued Smar, le 16-10-2011

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE

Sondage / Puits		Sc-01		Siege DUC à T-Ouzou			
Profondeur (m)		6.2 à 6.8					
Densité sèche	γ_d (t/m ³)	1.86					
Teneur en eau pondérale	W (%)	12					
Degré de saturation	Sr (%)	70					
Densité humide	γ_h (t/m ³)	2.08					
Passants (%)	Granulométrie	5 mm	100				
		2 mm	100				
		0.08 mm	95				
Sédimentométrie	20 μ m	70					
	2 μ m	20					
Limites d'Atterberg	W _L (%)	55					
	I _p	27					
	LR (%)						
Indice de consistance	IC						
Équivalent de sable	E.S						
Poids spécifique	γ_s (t/m ³)						
Résultats oedométriques	P _c (Bar)						
	C _t						
	C _g						
Perméabilité	K (cm/s)						
Courbe de consolidation	E (bar)						
	C _v (cm ² /s)						
Gonflement Libre	P _g (Bar)						
Références Proctor	$\gamma_{d \text{ max}}$ (t/m ³)						
	W _{opt} (%)						
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I _{car} (%)						
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)						
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	CU					
	C (bar)	0.26					
	ϕ (°)	15°					

LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE






KARTOUT Samir



Date d'application : 22/03/2011


Page 1 sur 1

ETUDE DU SOL

 LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DU CENTRE UNITE DE TIZIOUZOU		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC1											
Projet : SIEGE DUC T-O Endroit : TIZIOUZOU		Dossier N° : 98/2011 Client : DUC T-O											
Date début : 21/09/2011 Date fin : 21/09/2011 Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z : 10 Boue de forage : Type forage : Foreuse :											
		Etat des échantillons : Intact  Remanié  Paraffiné  Roche 											
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
1,0													Remblais.
2,0													
3,0													Marne altérée.
4,0													
5,0	5,00												Marne gris jaunâtre compacte.
6,0	5,00												
7,0	4,00												Fin du forage à une profondeur de 10 m.
8,0	6,00												
9,0													
10,0	0,00												
11,0	10,00												
12,0													
13,0													
14,0													
15,0													
16,0													
17,0													
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement
Préparé par :						Vérifié par :						21/12/2005	Page : 1 de 1

ETUDE DU SOL

ANNEXE I

 LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DU CENTRE UNITE DE TIZI OUZOU		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC2											
Projet : SIEGE DUC T-O				Dossier N° : 98/2011									
Endroit : TIZIOUZOU				Client : DUC T-O									
Date début : 25/09/2011 Date fin : 25/09/2011 Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z : 10		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>							
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération			RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION		
		25	50	75								100	
1,0	8,50									Remblais.			
2,0	1,50									Marne gris jaunatre compacte			
3,0	7,00									Marne grisatre compacte.			
4,0	3,00												
5,0													
6,0													
7,0													
8,0													
9,0													
10,0	0,00									Fin du forage à une profondeur de 10 m.			
11,0	10,00												
12,0													
13,0													
14,0													
15,0													
16,0													
17,0													
REMARQUES :											TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique	CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement
Préparé par :				Vérifié par :				21/12/2005		Page : 1 de 1			

Programme: Soltests 2007 ©

ETUDE DU SOL

ANNEXE I



**LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA
CONSTRUCTION DU CENTRE "LHCC"**
UNITE OUED SMAR

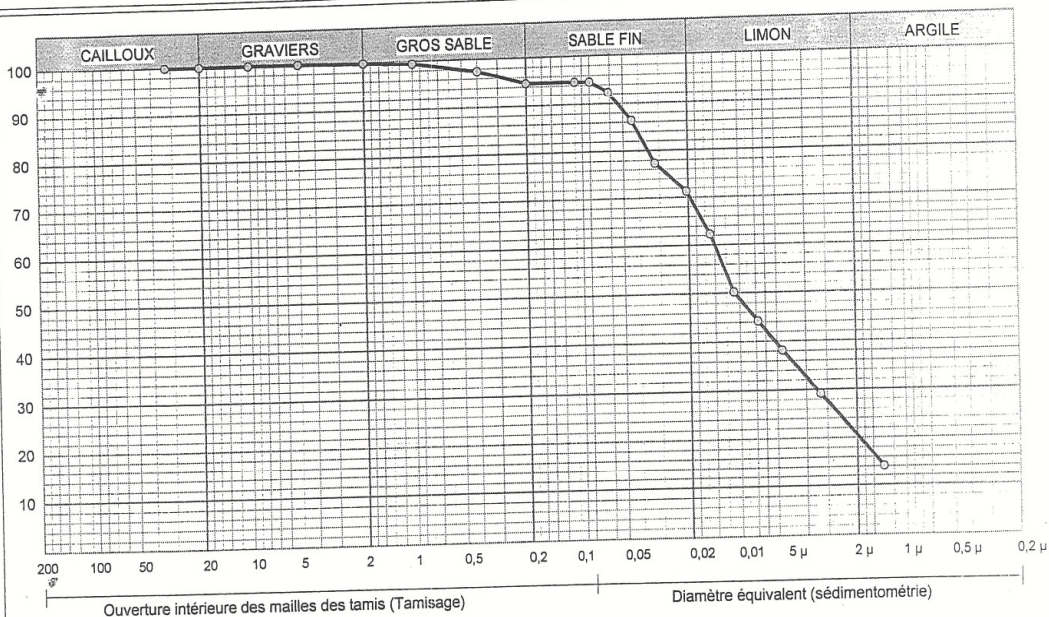
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NFP 94-056 / NFP 94-057

Client : LHCC unité de T/Ouzou
Projet : Siege DUC à T-Ouzou
Endroit : T-Ouzou

N° Projet : 138IL1-2011
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : Sc-01
Profondeur : 6.20 à 6.80 m
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 03/10/2011

—○— Sondage: Sc-01 : 6.20 à 6.80 m



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)			W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
32,50	100,00	61,26 μm	92,39	—○—	94,64 %	55 %	28 %	27 %	At
20,00	100,00	44,09 μm	86,37						
10,00	100,00	31,98 μm	77,35						
5,00	100,00	20,56 μm	71,33						
2,00	99,81	14,88 μm	62,30						
1,00	99,44	10,84 μm	50,26						
0,40	97,52	7,77 μm	44,24						
0,20	94,71	5,57 μm	38,22						
0,10	94,66	3,28 μm	29,19						
0,08	94,64	1,38 μm	14,14						

© Solista 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

ETUDE DU SOL



LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA
CONSTRUCTION DU CENTRE "LHCc"
UNITE OUED SMAR

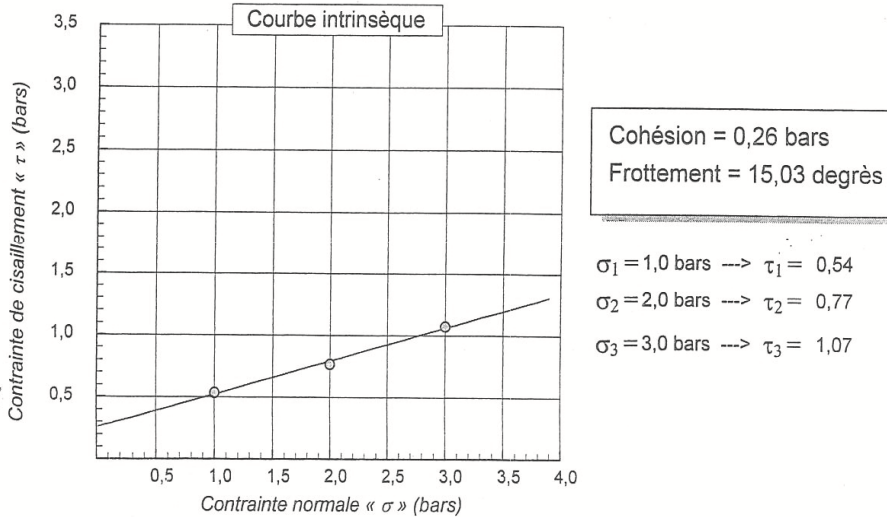
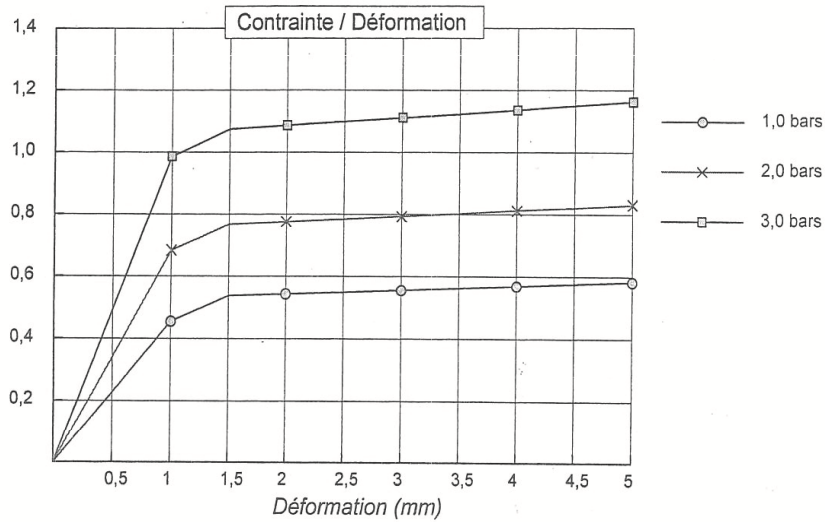
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
NF P94-071-1

Client : LHCC unité de T/Ouzou
Projet : Siege DUC à T-Ouzou
Endroit : T-Ouzou

N° Projet : 138IL1-2011

Sondage n° : Sc-01
Profondeur : 6.20 à 6.80 m
Nature :
Date essais :

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 0,5 mm/mn



© Solleis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

ETUDE DU SOL



LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION **Essai de Pénétration Dynamique**
DU CENTRE
UNITE DE TIZI OUZOU

INTITULE : SIEGE DUC T-O

N°DOSSIER : 98/2011

LIEU : TIZI OUZOU

CLIENT : DUC T-O

DATE ESSAIS : 05/10/2011 au 05/10/2011

Référence essai : PD1

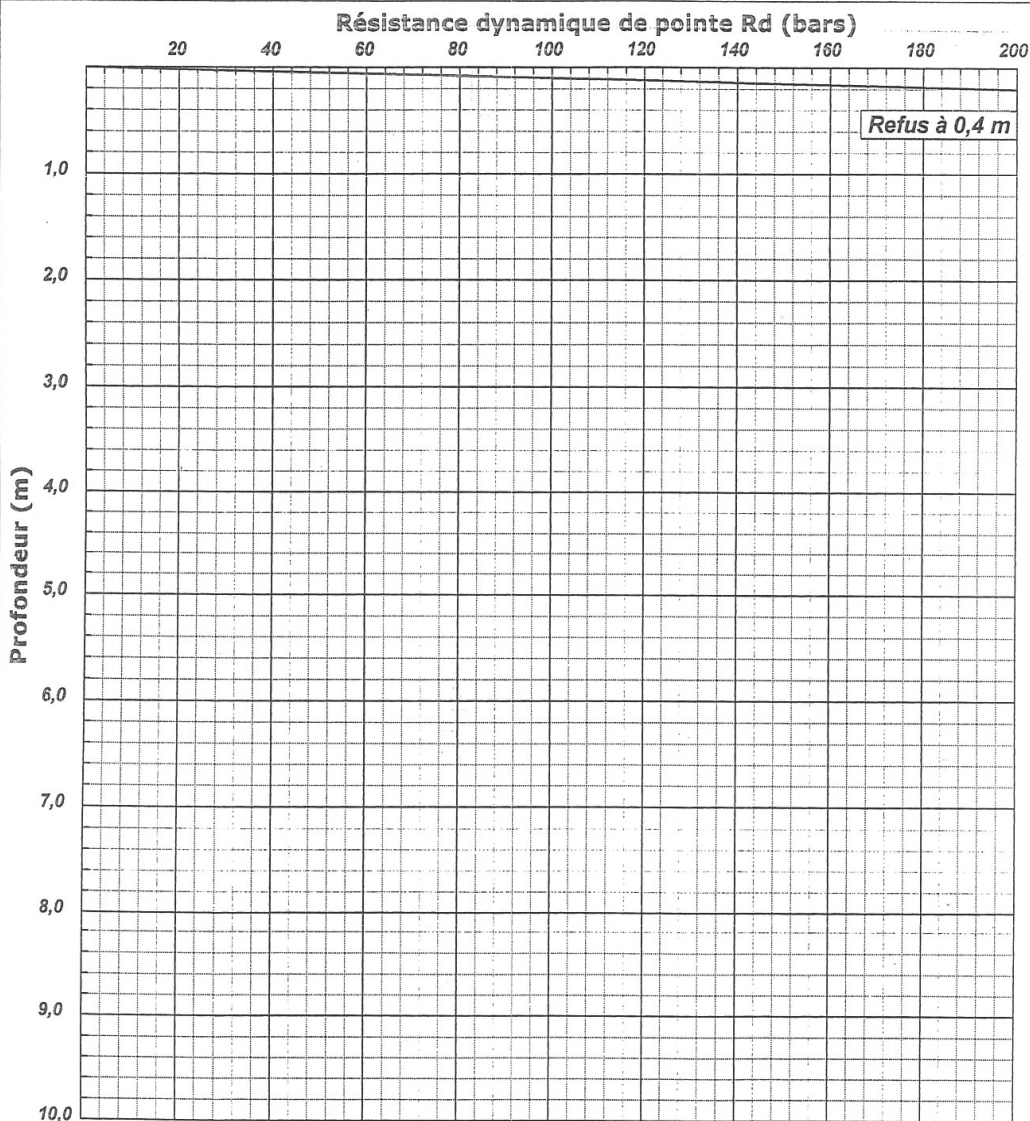
Localisation :

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 10 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 75 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

ETUDE DU SOL

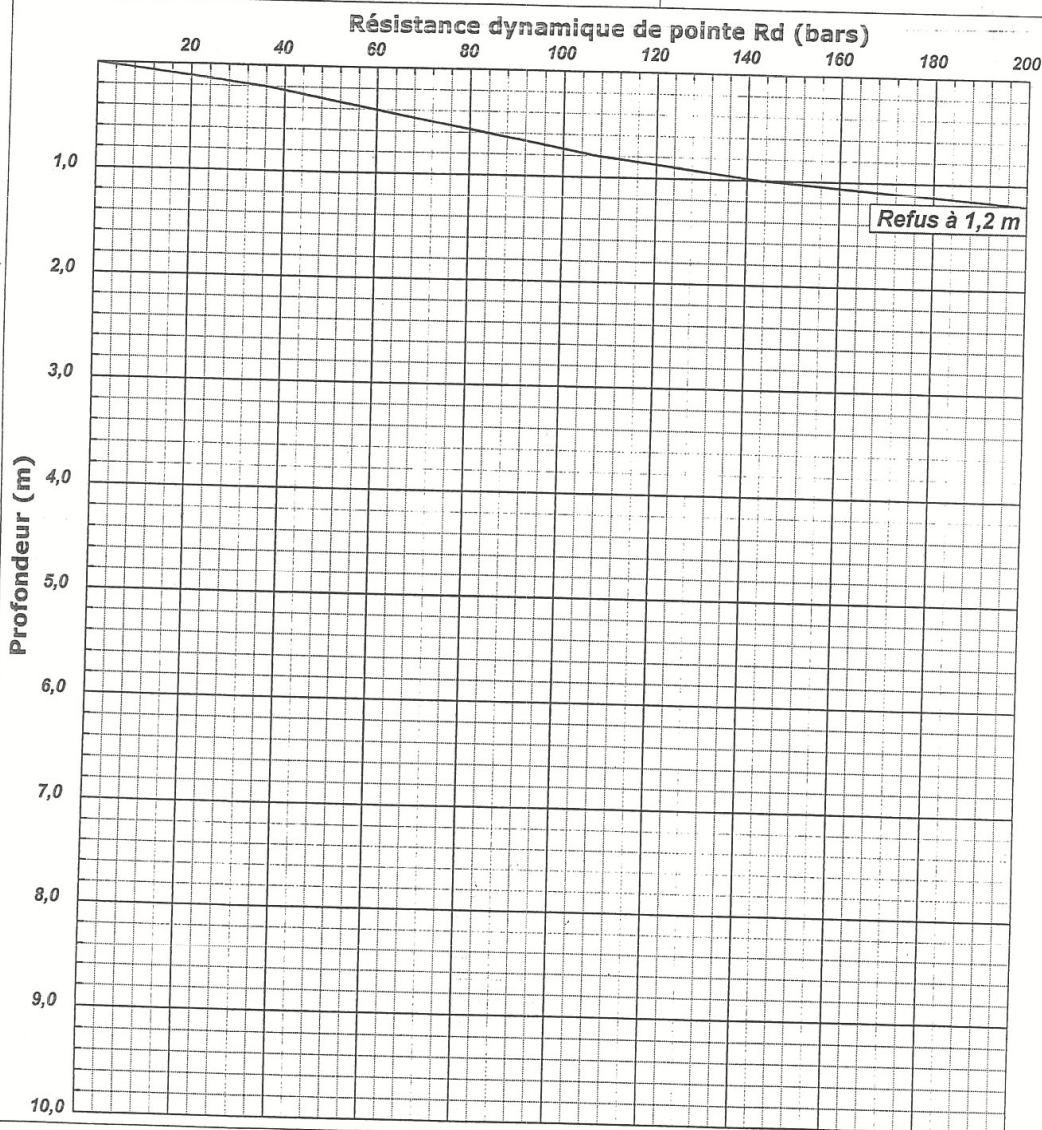


LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION
DU CENTRE
UNITE DE TIZI OUZOU

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : SIEGE DUC T-O
N°DOSSIER : 98/2011
LIEU : TIZI OUZOU
CLIENT : DUC T-O
DATE ESSAIS : 05/10/2011 au 05/10/2011

Référence essai : PD3
Localisation :
Coordonnées GPS :
X :
Y : Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 10 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION
DU CENTRE
UNITE DE TIZI OUZOU

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : SIEGE DUC T-O

N°DOSSIER : 98/2011

LIEU : TIZI OUZOU

CLIENT : DUC T-O

DATE ESSAIS : 05/10/2011 au 05/10/2011

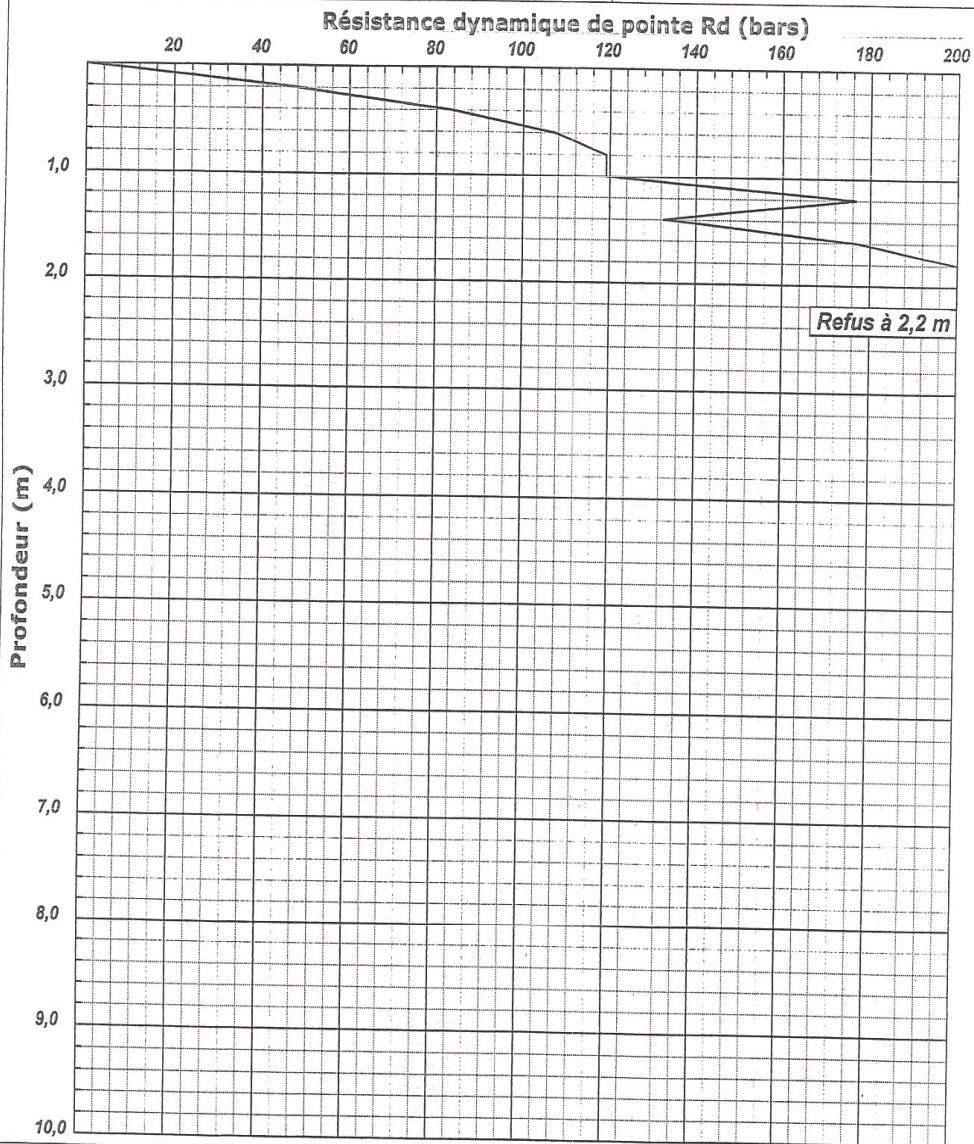
Référence essai : PD4

Localisation :

Coordonnées GPS :

X: Z:

Y:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 10 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 75 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m) : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

ETUDE DU SOL



LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION
DU CENTRE
UNITE DE TIZI OUZOU

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : SIEGE DUC T-O

N°DOSSIER : 98/2011

LIEU : TIZI OUZOU

CLIENT : DUC T-O

DATE ESSAIS : 05/10/2011 au 05/10/2011

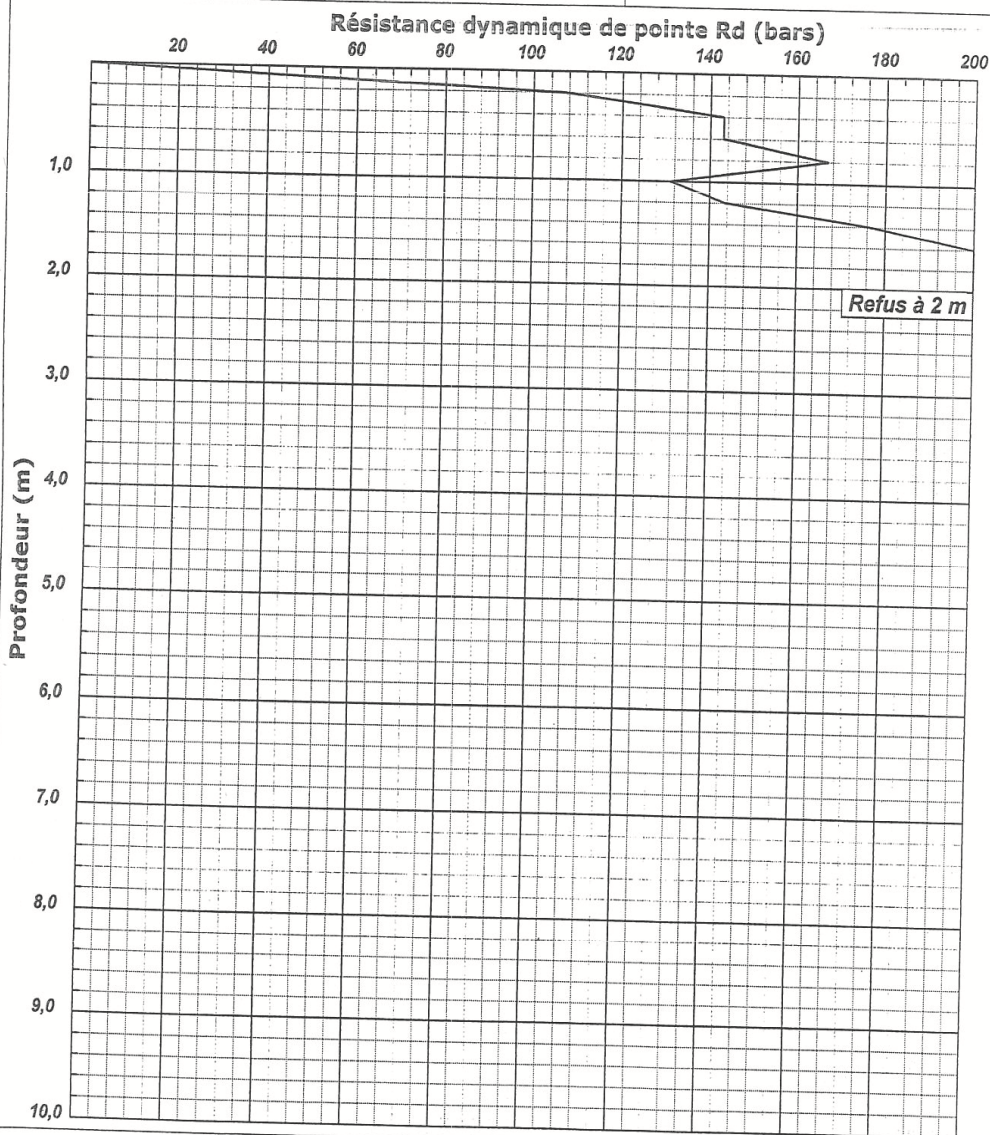
Référence essai : PD5

Localisation :

Coordonnées GPS :

X: Z:

Y:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 10 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 75 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{H} \times (m + \sum m')}$$

ETUDE DU SOL



LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION **Essai de Pénétration Dynamique**
DU CENTRE
UNITE DE TIZI OUZOU

INTITULE : SIEGE DUC T-O

N°DOSSIER : 98/2011

LIEU : TIZI OUZOU

CLIENT : DUC T-O

DATE ESSAIS : 05/10/2011 au 05/10/2011

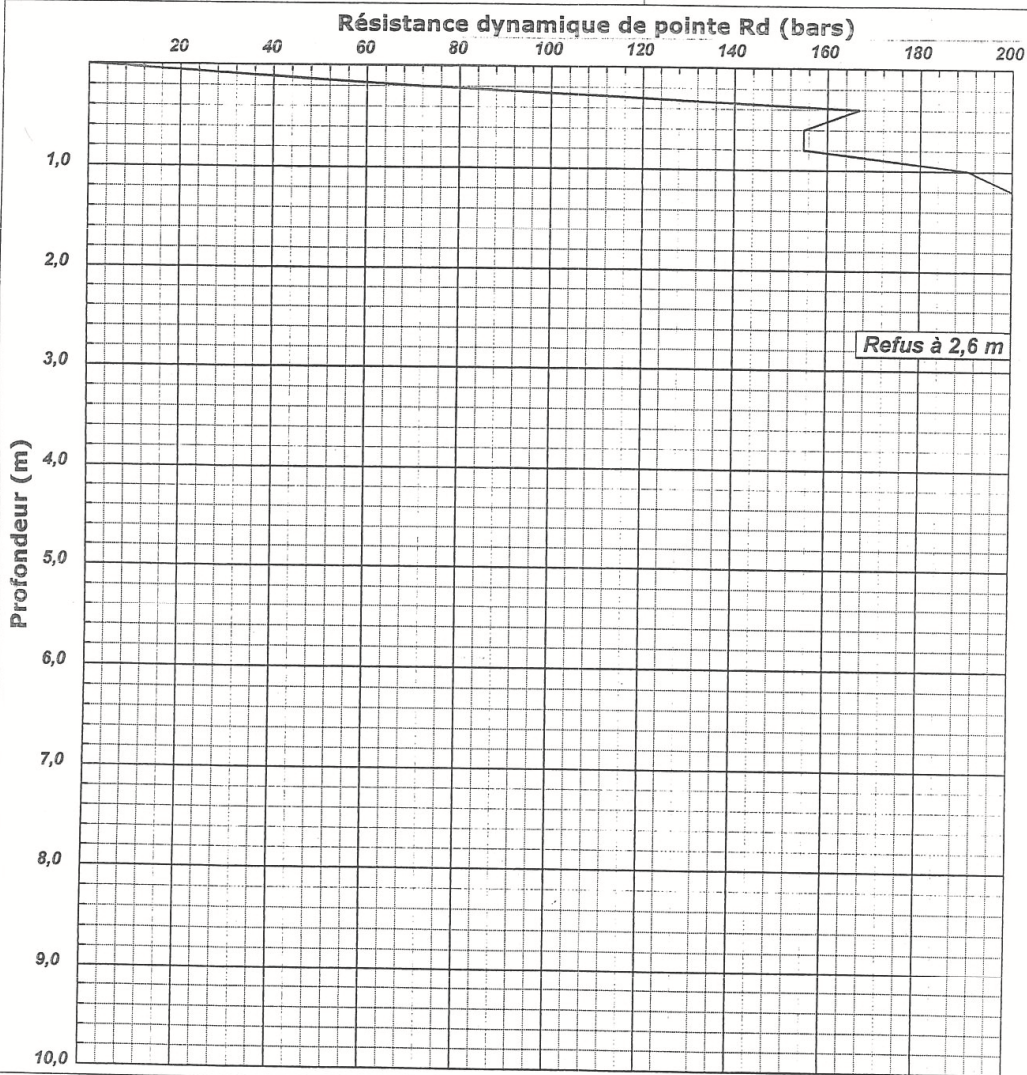
Référence essai : PD6

Localisation :

Coordonnées GPS :

X: Z:

Y:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 10 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

ANNEXE II :ETUDE
DU CONTREVENTEMENT

1. Etude des portiques :

1-1) : présentation de la méthode Muto :

C'est méthode japonaise approchée qui permet d'analyser une structure constitué de portiques sollicités par des efforts horizontaux (vont ou séisme). Elle basée sur les rigidités relatives d'étage, Muto propose que les rigidités des poteaux qui sont considérés parfaitement encastrés, soient multiple par un coefficient correcteur « a » pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

Hypothèses de calcul :

Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges doivent être :

Rectangulaire pour le vent.

Triangulaire pour le séisme.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente

1-2) : Etapes de calcul des rigidités :

calcul des rigidités des poteaux et des poutres

$$K_{\text{pout}} = I_{\text{pout}} / h_c$$

$$K_{\text{pot}} = I_{\text{pot}} / l_c$$

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{\text{poteau}} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h$$

Avec **I** : Moment d'inertie de l'élément.

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

e_p : Largeur des poteaux. **s**

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

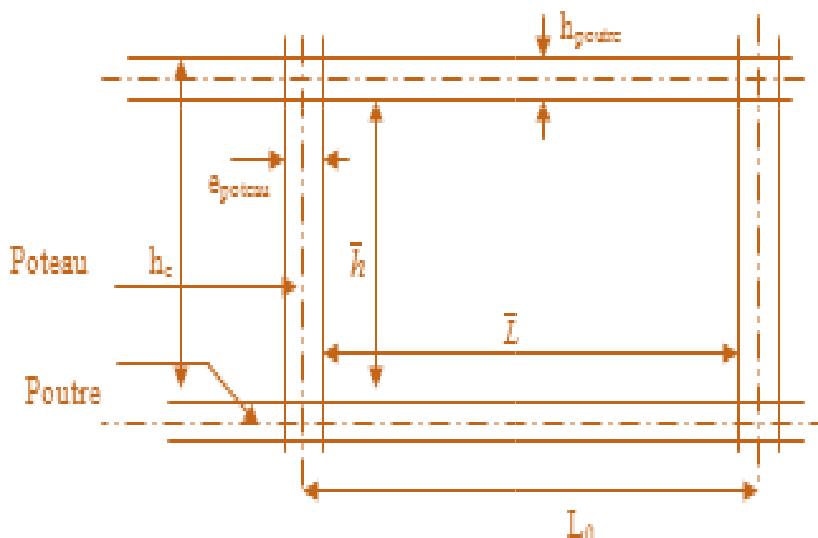
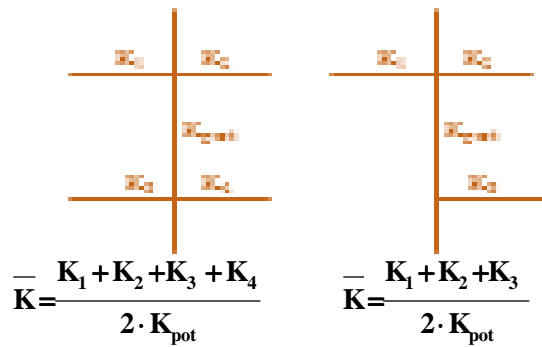


Figure 1 : Identification des paramètre

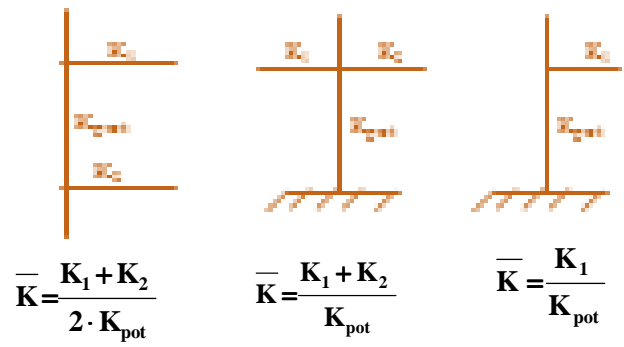
Etude du contreventement

❖ Calcul des coefficients « K » relatif aux portiques longitudinaux et verticaux :

Cas d'étage courant



Cas de RDC



• Cas niveau d'étage courant:
$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

• Cas niveau RDC:

- Poteau encastrés à la base :
$$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$
- Poteau articulé à la base :
$$a = \frac{0,5 \cdot \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$$

$$r_{ij} = \frac{12 \cdot E_i \cdot a_{ij} \cdot I_p}{h_c^3}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,216 \cdot 105 \text{ daN/cm}^2 = 32164,2 \text{ Mpa} = 32,1642 \text{ KN/m}^2$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ;

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant

1-3) Les rigidités des portiques :

A) Calcul des Rigidités des portiques transversaux y-y .

Niveau	Pot	$I_{pot} \text{ (cm}^4\text{)}$	$h_c \text{ (cm)}$	$K_{pot} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_{pout} \text{ (cm}^4\text{)}$	$L_c \text{ (cm)}$	$K_{poutre} \text{ (cm}^3\text{)}$	\bar{K}	a_j^i	$r_{jx} \text{ (KN/cm)}$	$R_{jx} \text{ (KN/m)}$
S-S	1	240000	390.50	614.60	160000	395	405.06	0.66	0.14	221138.57	9869.80
	2					465	344.09	1.22	0.18	275779.86	
	3					415	385.54	1.19	0.18	273650.19	
	4							0.63	0.14	216411.71	
RDC	1	240000	390.50	614.60	160000	395	405.06	0.66	0.25	385571.35	19255.11
	2					465	344.09	1.22	0.38	589072.84	
	3					415	385.54	1.19	0.37	579440.52	
	4							0.63	0.24	371426.27	
1	1	240000	286.00	839.16	160000	395	405.06	0.48	0.19	769875.51	39314.43
	2					465	344.09	0.89	0.31	1222028.91	
	3					415	385.54	0.87	0.30	1199834.39	
	4							0.46	0.19	739704.03	
2-3-4	1	142917	286.00	499.71	160000	400	400.00	0.81	0.29	677027.99	33292.48
	2					470	340.43	1.49	0.43	1006870.62	
	3					420	380.95	1.45	0.42	991765.48	
	4							0.77	0.28	653583.43	
5-6-7	1	78750	283.50	277.78	160000	405	395.06	1.43	0.42	556395.93	26091.31
	2					475	336.84	2.65	0.57	760242.05	
	3					425	376.47	2.58	0.56	751759.72	
	4							1.36	0.41	540732.93	
8-9	1	39063	281.00	139.01	160000	410	390.24	2.82	0.59	397823.02	17675.61
	2					480	333.33	5.24	0.72	491671.38	
	3					430	372.09	5.10	0.72	488176.56	
	4							2.69	0.57	389889.86	

Etude du contreventement

B) Rigidités des portiques longitudinaux x-x

Niveau	Pot	I_{pot} (cm ⁴)	h_c (cm)	K_{pot} (cm ³)	I_{pout} (cm ⁴)	L_c (cm)	K_{poutre} (cm ³)	$\frac{K}{EI}$	a_j	r_{jx} (KN/cm)	R_{jx} (KN/m)
S-S	A	303750	388	782.86	160000	430	372.09	0.48	0.12	244536.83	18381.59
	B					425	376.47	0.96	0.16	329489.25	
	C					327	489.30	1.11	0.17	345551.44	
	D					390	410.26	1.15	0.17	349640.09	
	E					455	351.65	0.97	0.17	331482.24	
	F							0.45	0.12	237459.12	
RDC	A	303750	388	782.86	160000	430	372.09	0.48	0.19	385402.38	35067.68
	B					425	376.47	0.96	0.32	649212.59	
	C					327	489.30	1.11	0.36	714667.39	
	D					390	410.26	1.15	0.36	732380.16	
	E					455	351.65	0.97	0.33	656995.69	
	F							0.45	0.18	368110.13	
1	A	303750	286	1062.06	160000	430	372.09	0.35	0.15	747035.17	70299.17
	B					425	376.47	0.70	0.26	1305906.89	
	C					327	489.30	0.82	0.29	1451167.91	
	D					390	410.26	0.85	0.30	1490950.74	
	E					455	351.65	0.72	0.26	1323036.84	
	F							0.33	0.14	711819.26	
2-3-4	A	186666.67	283.5	658.44	160000	435	367.82	0.56	0.22	693488.76	61804.28
	B					430	372.09	1.13	0.36	1141751.40	
	C					332	481.93	1.31	0.40	1249092.68	
	D					395	405.06	1.36	0.40	1277981.76	
	E					460	347.83	1.15	0.37	1154569.34	
	F							0.53	0.21	663543.72	
5-6-7	A	107187.5	281	381.45	160000	440	363.64	0.96	0.32	604205.97	50055.95
	B					435	367.82	1.93	0.49	915352.42	
	C					337	474.78	2.22	0.53	981704.61	
	D					400	400.00	2.31	0.54	999201.58	
	E					465	344.09	1.96	0.50	923395.73	
	F							0.91	0.31	581734.48	
8-9	A	56250	278.5	201.97	160000	445	359.55	1.79	0.47	474735.60	35960.33
	B					440	363.64	3.60	0.64	646189.99	
	C					342	467.84	4.14	0.67	677918.97	
	D					405	395.06	4.30	0.68	686094.14	
	E					470	340.43	3.66	0.65	650101.97	
	F							1.69	0.46	460991.87	

Pour déterminer les pourcentages d'effort repris par chaque élément de contreventement portique et voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques. Pour cela, nous utiliserons la méthode des approximations successives.

1-4) Présentation de la méthode des approximations successives

La méthode est exposée dans l'ouvrage d'ALBERT Feuntes « Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ». Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales d'1 tonnes et de comparer ses déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage (sous l'effet du même système de force horizontale 1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à 1m⁴, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau « une inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

A) Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

Etude du contreventement

La flèche est donnée par la relation suivante :

Avec : S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

♣) $S_i = (b_{i+1} + b_i) * h / 2$

♣) $d_i = h * (2b_{i+1} + b_i) / 3 * (b_{i+1} + b_i)$

B) Diagramme des moments des aires :

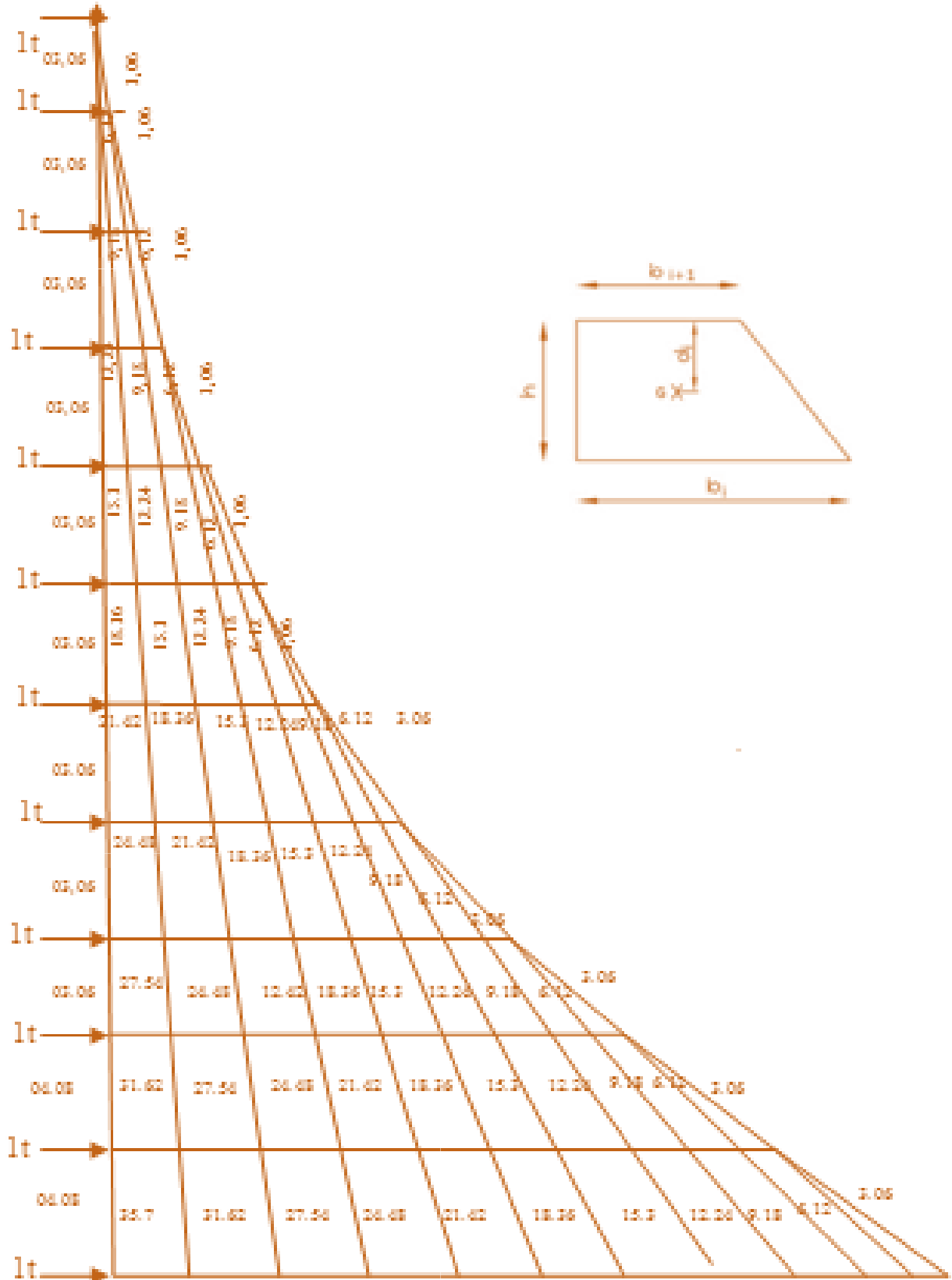
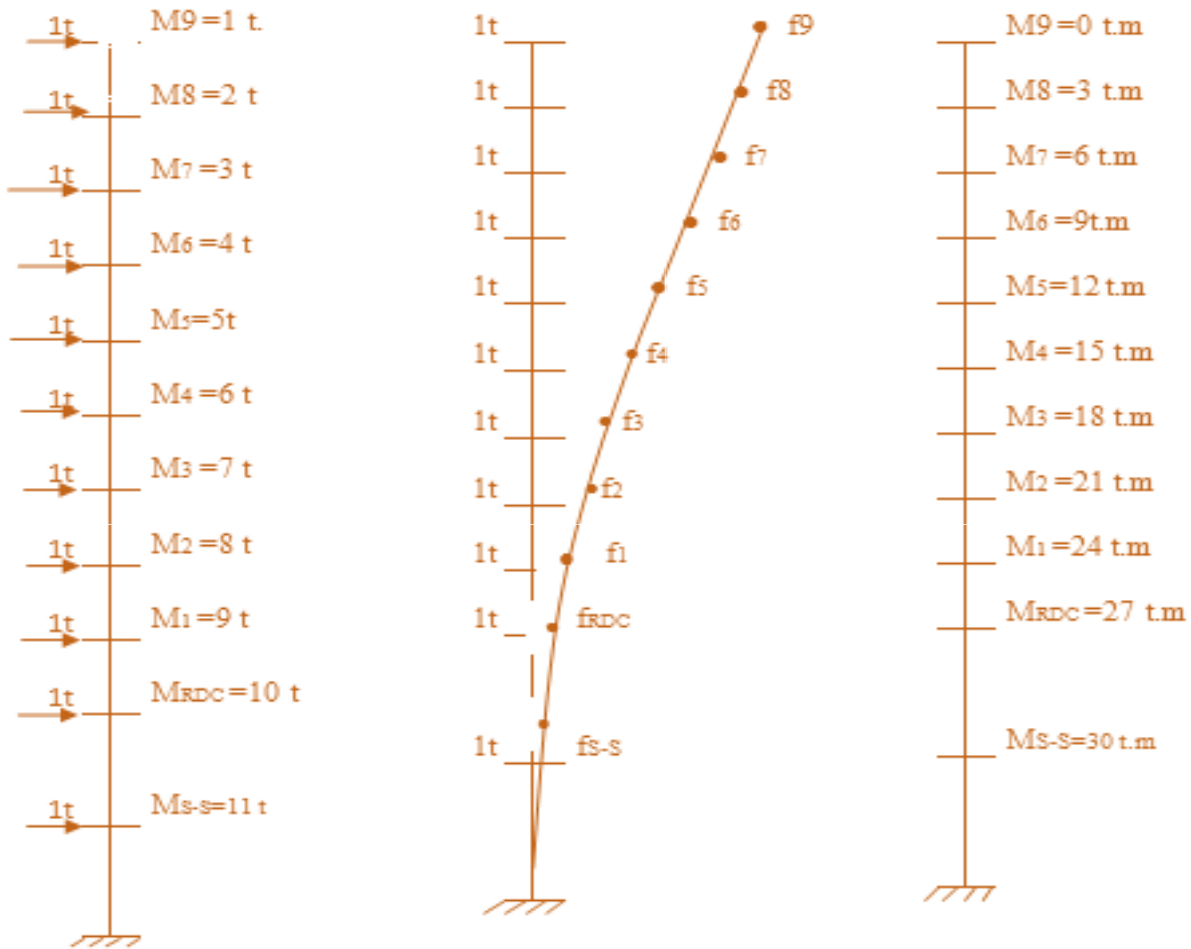


Figure 2: Les moments des aires

Etude du contreventement

C) Représentation de la flèche



D) Calcul de la flèche

Niveaux	h (m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i d_i$	$\sum S_i d_i$
9	3.06	3.06	0	4.68	2.040	9.55	71552.55
8	3.06	9.18	3.06	18.73	1.785	33.43	63240.27
7	3.06	18.36	9.18	42.14	1.700	71.63	54961.69
6	3.06	30.6	18.36	74.91	1.658	124.16	46795.01
5	3.06	45.9	30.6	117.05	1.632	191.02	38816.25
4	3.06	64.26	45.9	168.54	1.615	272.20	31143.27
3	3.06	85.68	64.24	229.38	1.603	367.68	23863.02
2	3.06	110.16	85.68	299.64	1.594	477.54	17319.76
1	3.06	137.7	110.16	379.23	1.587	601.70	11533.08
RDC	4.08	169.32	137.7	626.32	2.110	1321.56	6072.31
S-S	4.08	207.02	169.2	767.49	2.108	1618.14	1618.14

Etude du contreventement

1-5) Etudes des portiques

❖ Déplacement des portiques et de leurs inerties fictives :

Calcul du déplacement des portiques :

La translation est donnée par : $E\Delta_n = E\Psi_n \times h$

$$\text{avec } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$M_n = T_n \times h$$

$$\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

h : Hauteur d'étage considéré.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau « n ».

I_{pn} : Inertie des poteaux du niveau « n ».

M_n : Moment d'étage.

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

La rotation d'étage est donnée par :

_ Pour les poteaux articulés au 1^{er} niveau : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

_ Pour les poteaux encastrés à la base au 1^{er} niveau : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

_ Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec : K_{tn} : Raideur des poutres : $K = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

❖ Inerties fictives des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit : $I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$

Avec : F_n : Flèche des refends au niveau « n ».

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « n ».

Les calculs des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

Etude du contreventement

A) Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Niv	Portiques	Raideurs et Moment				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictive	
		$\sum K_{pn(m3)}$	$\sum K_m (m^3)$	$M_n (t.m)$	$M_{n+1} (t.m)$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum EA$	f_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
9	A-A	0.00051	0.000231	3.06	0.00	41.9	125.1	382.8	126820.70	71552.55	0.564	<u>3.385</u>
	B-B											
	C-C		0.000646									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000231									
8	A-A	0.00051	0.000231	6.12	3.06	125.6	292.1	893.7	124587.91	63240.27	0.508	<u>3.046</u>
	B-B											
	C-C		0.000646									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000231									
7	A-A	0.00103	0.000234	9.18	6.12	206.8	330.7	1011.8	119417.71	54961.69	0.460	<u>2.761</u>
	B-B											
	C-C		0.000654									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000234									
6	A-A	0.00103	0.000234	12.24	9.18	289.5	454.7	1391.3	113663.26	46795.01	0.412	<u>2.470</u>
	B-B											
	C-C		0.000654									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000234									
5	A-A	0.00103	0.000234	15.3	12.24	372.2	578.7	1770.7	105758.62	38816.25	0.367	<u>2.202</u>
	B-B											
	C-C		0.000654									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000234									
4	A-A	0.00187	0.000237	18.36	15.3	449.4	585.9	1792.7	95703.81	31143.27	0.325	<u>1.952</u>
	B-B											
	C-C		0.000662									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000237									
3	A-A	0.00187	0.000237	21.42	18.36	531.1	690.3	2112.4	85634.89	23863.02	0.279	<u>1.672</u>
	B-B											
	C-C		0.000662									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000237									
2	A-A	0.00187	0.000237	24.48	21.42	612.8	794.8	2432.0	73773.23	17319.76	0.235	<u>1.409</u>
	B-B											
	C-C		0.000662									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000237									
1	A-A	0.00314	0.000240	27.54	24.48	685.8	807.8	3295.6	60118.83	11533.08	0.192	<u>1.151</u>
	B-B											
	C-C		0.000670									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000240									
R D C	A-A	0.00235	0.000240	31.62	27.54	780.0	966.6	3943.8	41744.05	6072.31	0.145	<u>0.873</u>
	B-B											
	C-C		0.000670									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000240									
S-S	A-A	0.00235	0.000240	35.7	31.62	646.8	857.5	3498.6	19672.45	1618.14	0.082	<u>0.494</u>
	B-B											
	C-C		0.000670									
	D-D											
	E-E											
	F-F		0.000240									

Etude du contreventement

B) Inerties fictives des portiques transversaux :

Niv	Portiques	Raideurs et Moment				Rotations et déplacements				Flèches	Inertie fictive	
		$\sum K_{pn}(m^3)$	$\sum K_{tn}(m^3)$	$M_n(t.m)$	$M_{n+1}(t.m)$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta$	f_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
9	1-1	0.0011	0.00114	3.06	0.00	34.825	92.625	283.43	53367.70	71552.55	1.341	<u>5.363</u>
	2-2		0.00069									
	3-3		0.00114									
	4-4		0.00114									
8	1-1	0.0011	0.00114	6.12	3.06	104.475	220.075	673.43	52287.25	63240.27	1.209	<u>4.838</u>
	2-2		0.00069									
	3-3		0.00114									
	4-4		0.00114									
7	1-1	0.0021	0.00115	9.13	6.12	171.870	262.867	804.37	49753.38	54961.69	1.105	<u>4.419</u>
	2-2		0.00070									
	3-3		0.00115									
	4-4		0.00115									
6	1-1	0.0021	0.00115	12.24	9.13	240.618	361.948	1107.56	46798.85	46795.01	1.000	<u>4.000</u>
	2-2		0.00070									
	3-3		0.00115									
	4-4		0.00115									
5	1-1	0.0021	0.00115	15.3	12.24	309.366	461.028	1410.75	42736.76	38816.25	0.908	<u>3.633</u>
	2-2		0.00070									
	3-3		0.00115									
	4-4		0.00115									
4	1-1	0.0037	0.00117	18.36	15.3	373.152	477.656	1461.63	37567.11	31143.27	0.829	<u>3.316</u>
	2-2		0.00071									
	3-3		0.00117									
	4-4		0.00117									
3	1-1	0.0037	0.00117	21.42	18.36	440.998	562.920	1722.53	32291.52	23863.02	0.739	<u>2.956</u>
	2-2		0.00071									
	3-3		0.00117									
	4-4		0.00117									
2	1-1	0.0037	0.00117	24.48	21.42	508.844	648.183	1983.44	26076.11	17319.76	0.664	<u>2.657</u>
	2-2		0.00071									
	3-3		0.00117									
	4-4		0.00117									
1	1-1	0.0060	0.00119	27.54	24.48	569.016	665.350	2035.97	18920.88	11533.08	0/610	<u>2.438</u>
	2-2		0.00072									
	3-3		0.00119									
	4-4		0.00119									
R D C	1-1	0.0045	0.00119	31.62	27.54	647.117	794.590	3241.93	11647.59	6072.31	0.521	<u>2.085</u>
	2-2		0.00072									
	3-3		0.00119									
	4-4		0.00119									
S-S	1-1	0.0045	0.00119	35.70	31.62	595/237	761.739	3107.90	11217.30	1618.14	0.144	<u>0.577</u>
	2-2		0.00072									
	3-3		0.00119									
	4-4		0.00119									

C) Résumé des inerties fictives des portiques

NIVEAUX	Sens transversal		Sens Longitudinal		
	$\sum I_{en} M4$	Ie moyen	$\sum I_{en} M4$	Ie moyen	
9	5.363	3.2983	3.385	1.9468	
8	4.838		3.046		
7	4.419		2.761		
6	4.000		2.470		
5	3.633		2.202		
4	3.316		1.952		
3	2.956		1.672		
2	2.657		1.409		
1	2.438		1.151		
RDC	2.085		0.873		
S-S	0.577		0.494		
\sum	<u>36.282</u>				<u>21.415</u>

2) Etude des voiles

2-1) Hypothèse de calcul

Les voiles présentent une rigidité faible suivant leurs épaisseurs on ne tiendra compte que de la rigidité suivant leur longueur .les refends sont parfaitement encastés à la base

2-2) Caractéristiques géométriques des voiles :

A) Refends plans :

$$I = \frac{e.L^3}{12}$$

$$\text{Sens longitudinal: } I_y = \frac{e.L^3}{12} ; I_x = \frac{L.e^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x - x), donc on prend I_y .

$$\text{Sens transversal: } I_x = \frac{e.L^3}{12} ; I_y = \frac{L.e^3}{12}$$

.On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (y - y), donc on prend I_x .

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur pour tous les niveaux ; cette longueur sera mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux est de (25x25).

B) Voile avec une file d'ouverture

$$I_e = \frac{a_n * I}{\frac{60}{11} * \frac{2mc}{I_0} * \frac{\Psi_0 + 1}{\alpha}}$$

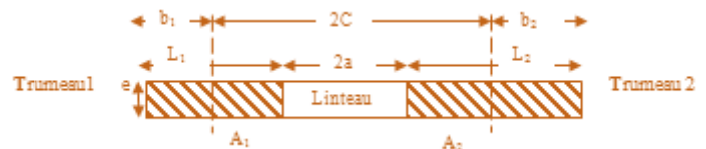


Figure 3 : Voile avec une file d'ouverture

2-3) Inerties équivalentes des voiles

A) Définition on appelle inertie équivalent « I_e » d'un refend considéré l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture

Avec I_e : inertie équivalent

a : demi potie de l'ouverture

A_1, A_2 : Aires des trumeaux (1) et (2) respectivement

I_1, I_2 : Inerties des trumeaux (1) et (2) respectivement

C : demi distance entre le centre de gravité des 2 éléments du refend

Ψ : coefficient donné par le séisme

h : hauteur de l'étage

H : hauteur du refend

i : inertie du linteau

n : nombre d'étage

W : Coefficient de monolithisme

α : degré de concordance ' monolithisme' $\alpha > 10$ alors le refend a petite ouverture

E, E : module d'élasticités des matériaux constituant le refend et le linteau respectivement nous avons $E = E$

B) Formules des inerties équivalentes des voiles

$$\clubsuit) a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20*n} - \frac{1}{30*n^2} - \frac{1}{30*n^3} \quad \text{Si } n < 11 \text{ niveaux}$$

$$\clubsuit) a_n = 1 \text{ Si } n \geq 11 \text{ niveaux. Dans notre cas } n=11 \text{ Alors } a_n = 1$$

$$\clubsuit) I = I_0 + 2*mc$$

Etude du contreventement

$$\clubsuit) m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

$$\clubsuit) A_1 = L_1 * e \quad \text{et} \quad A_2 = L_2 * e$$

$$\clubsuit) I_1 = \frac{e * L_1^3}{12} \quad \text{et} \quad I_2 = \frac{e * L_2^3}{12}$$

$$\clubsuit) W^2 = \frac{3 * E_i}{(I_1 + I_2) * E} * \frac{I}{m} * \frac{c}{a^3 * h}$$

$$\clubsuit) \alpha = w * H$$

$$\clubsuit) \Psi = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} * \frac{\sinh \alpha}{\cosh \alpha} * \frac{2}{\alpha^3 * \cosh \alpha}$$

$$\clubsuit) i = \frac{e * 2a^3}{12}$$

C) Exemple de calcul des inerties équivalentes des voiles

Voile VL1

$$A_1 = 0,360 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0,204 \text{ m}^2$$

$$2.a = 1,080 \text{ m} \quad \rightarrow a = 0,54 \text{ m}$$

$$2.c = 2,490 \text{ m} \quad \rightarrow c = 1,25 \text{ m}$$

$$m = 0,324$$

$$I_1 = 0,097 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,017 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 0,115 \text{ m}^4$$

$$I = 0,922 \text{ m}^4$$

$$i = 0,0021 \text{ m}^4$$

$$W^2 = 0,172 \quad \rightarrow W = 0,416$$

$$\alpha = 14,836 \quad \rightarrow SH(\alpha) = 0,262$$

$$\quad \quad \quad \rightarrow CH(\alpha) = 1,034$$

$$\Psi_0 = 0,666667$$

$$le = 0,826$$



2-4) Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

Les inerties des voiles pour un niveau sont résumées dans les tableaux qui suivent :

A) Rigidités des voiles longitudinaux $R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_i^3}$

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	hc (m)	I _y (m ⁴)	∑I _y (m ⁴)	R _{vx} (KN/m)	∑R _{vx} (KN/m)
S-S et RDC	VL1	3.75	0.2	3.68	0.8789	3.812	68.070	295.24
	VL2	3.95			1.0272		79.552	
	VL3	3.75			0.8789		68.070	
	VL4	3.95			1.0272		79.552	
1	VL1	3.75	0.2	2.66	0.8789	3.812	180.240	781.77
	VL2	3.95			1.0272		210.644	
	VL3	3.75			0.8789		180.240	
	VL4	3.95			1.0272		210.644	
2, 3 et 4	VL1	3.80	0.2	2.66	0.9145	3.962	187.546	812.58
	VL2	4.00			1.0667		218.745	
	VL3	3.80			0.9145		187.546	
	VL4	4.00			1.0667		218.745	
5, 6 et 7	VL1	3.85	0.2	2.66	0.9511	4.117	195.047	844.20
	VL2	4.05			1.1072		227.051	
	VL3	3.85			0.9511		195.047	
	VL4	4.05			1.1072		227.051	
8 et 9	VL1	3.90	0.2	2.66	0.9887	4.275	202.746	876.62
	VL2	4.10			1.1487		235.564	
	VL3	3.90			0.9887		202.746	
	VL4	4.10			1.1487		235.564	

Etude du contreventement

B) Rigidités des voiles transversaux :
$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_j^3}$$

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	h (m)	Ix (m ⁴)	∑Iy (m4)	R _{vy} (KN/ cm)	∑Rvy (KN/m)
S-S et RDC	VT1	4.05	0.2	3.68	0.826	2.830	6397.21	219.1780
	VT2	3.70			0.589		4561.69	
	VT3	4.05			0.826		6397.21	
	VT4	3.70			0.589		4561.69	
1	VT1	4.05	0.2	2.66	0.826	2.830	16939.05	580.3574
	VT2	3.70			0.589		12078.82	
	VT3	4.05			0.826		16939.05	
	VT4	3.70			0.589		12078.82	
2,3 et 4	VT1	4.10	0.2	2.66	0.860	2.954	17636.30	605.7865
	VT2	3.75			0.617		12653.02	
	VT3	4.10			0.860		17636.30	
	VT4	3.75			0.617		12653.02	
5,6 et 7	VT1	4.15	0.2	2.66	0.896	3.084	18374.57	632.4460
	VT2	3.80			0.646		13247.73	
	VT3	4.15			0.896		18374.57	
	VT4	3.80			0.646		13247.73	
8 et 9	VT1	4.20	0.2	2.66	0.931	3.214	19092.32	652.9533
	VT2	3.85			0.676		13862.95	
	VT3	4.20			0.931		19092.32	
	VT4	3.85			0.676		13862.95	

C) Résumé des inerties fictives des voiles

NIVEAUX	Sens transversal		Sens Longitudinal			
	∑Ien M4	Ie moyen	∑Ien M4	Ie moyen		
9	4.275	4.0202	3.214	3.0029		
8	4.275		3.214			
7	4.117		3.084			
6	4.117		3.084			
5	4.117		3.084			
4	3.962		2.954			
3	3.962		2.954			
2	3.962		2.954			
1	3.812		2.830			
RDC	3.812		2.830			
S-S	3.812		2.830			
∑	44.223				33.03	

Etude du contreventement

3) Interprétation des résultats :

3-1) Comparaison des inerties des voiles et des portiques

Sens	Le moyen des portiques	Le moyen des voiles	Inertie totale	%Inertie des portiques	%Inertie des voiles
Transversal	3.2983	4.0202	7.3186	45.0680	54.9320
Longitudinal	1.9471	3.0029	4.9500	39.3357	60.6643

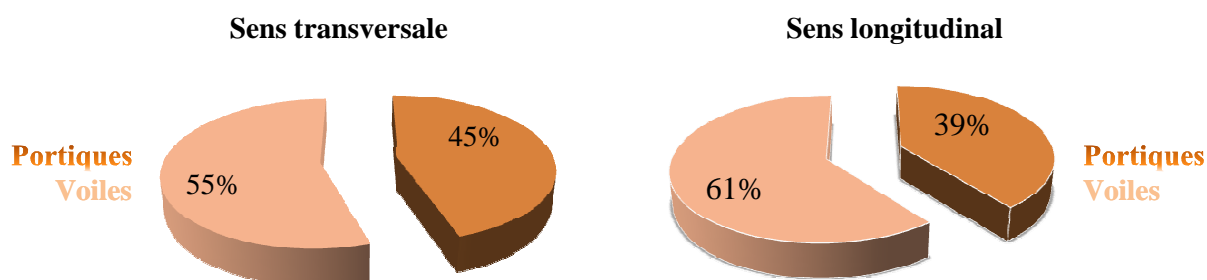


Figure 4 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques

a) Sens transversal

- La moyenne des inerties des portiques = 3.2983 m⁴
 - L'inertie des voiles transversaux = 4.0202 m⁴
 - Inertie totale (voiles + portique) = 7.3186 m⁴
- Portiques **45.0680 %** .
Voiles **54.9320 %**

b) Sens longitudinal

- La moyenne des inerties des portiques = 1.9471 m⁴
 - L'inertie des voiles = 3.0029 m⁴
 - Inertie totale (voiles + portique) = 4.9500 m⁴
- Portiques **39.3357 %** .
Voiles **60.6643 %**

3-2) Justification d'interaction portique-voiles

D'après l'art 3.4 du RPA 99 version 2003 :

En comparant les résultats, on voit dans les deux sens l'inertie des voiles est plus grande que celles des portiques ; d'où le contreventement est assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA appelle ce système de contreventement « **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles** »

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Conclusion :

Dans notre cas les portiques reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales alors **système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles**

ANNEXE III :MODÉLISATION PAR
ETABS

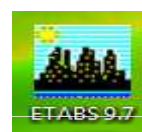
1) Rappel (terminologie) :

Élément : élément	Loads : charge
Restreints : degrés de liberté(D.D.L)	Grid line : ligne de grille
Uniformed Loads : point d'application de la charge	Joints : noeuds
Define : définir	Frame : portique (cadre)
Materials : matériaux	Shell : voile
Concrete : béton	Column : poteau
Steel : acier	Beam : poutre
Frame section : coffrage	

2) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.0.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



3) Etapes de modélisation : Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

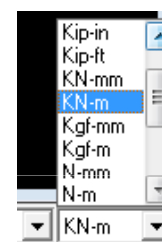
1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Définition de la charge dynamique E.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
9. L'analyse dynamique.
10. Visualisation des résultats.

3-1) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

A) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :

Définition des caractéristiques géométriques des structures

(Building plan Grid and Story Data Definition)

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**, cette option permet d'introduire

Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction ;

Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction ;

Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y ;

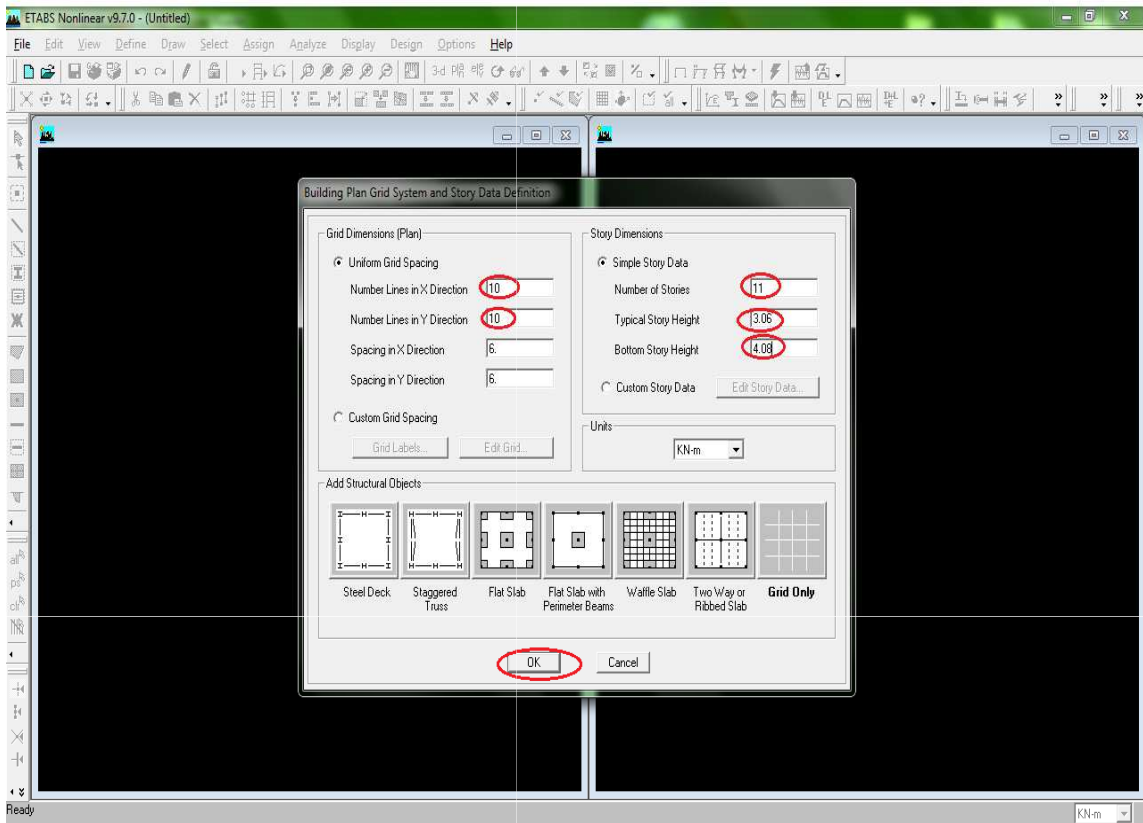
Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction ;

Hauteur d'étage → story height ;

Le nombre d'étage → Number of stories ;

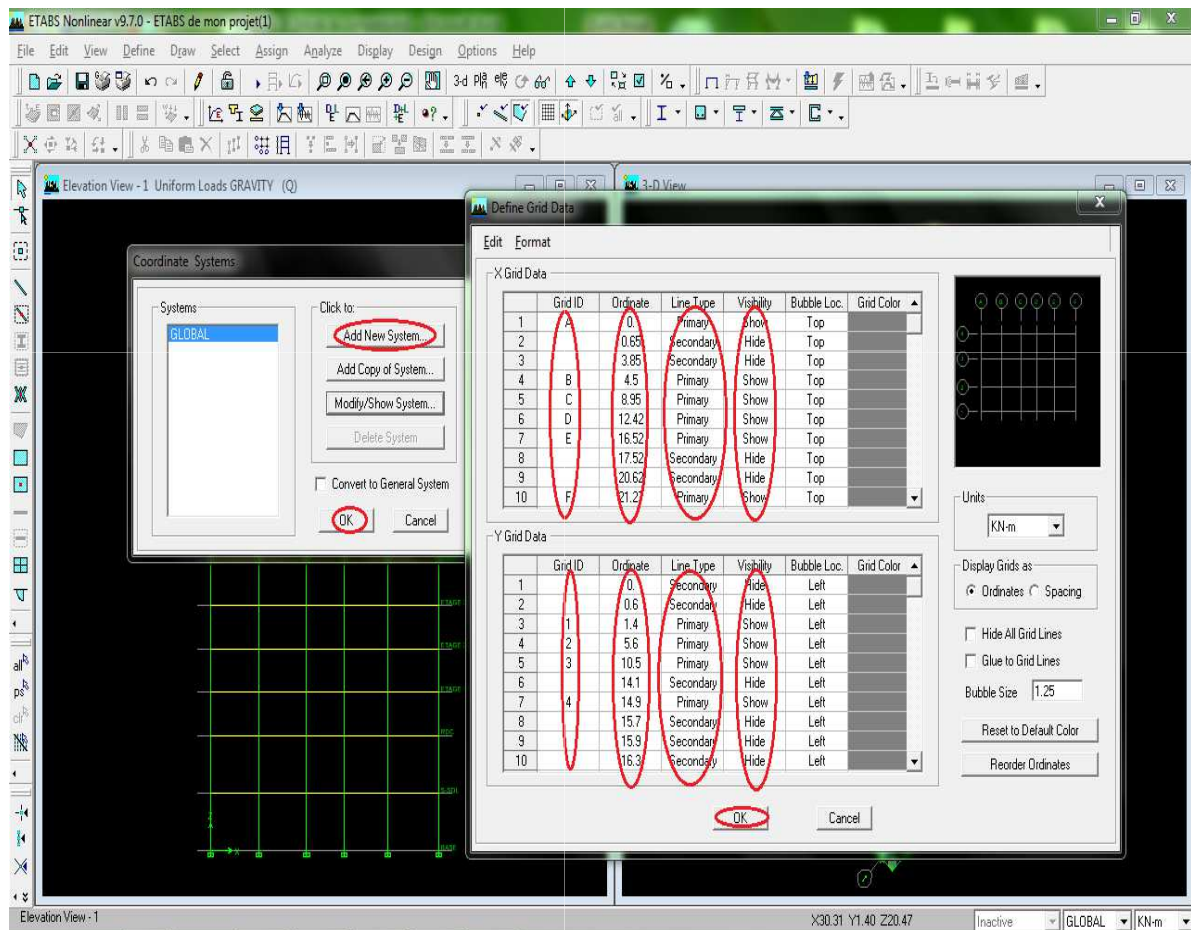
La hauteur d'étage courant → typical story height ;

La hauteur d'étage en bas → bottom story height.

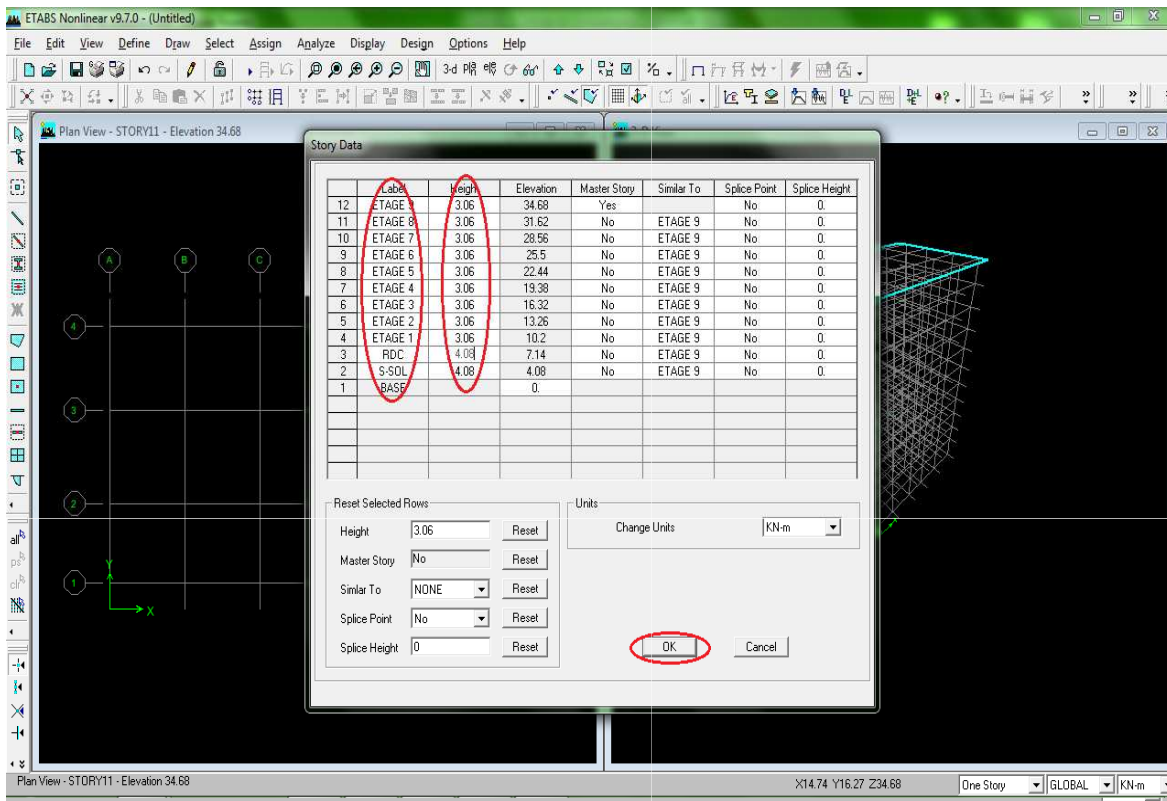


•Modification de la géométrie de base

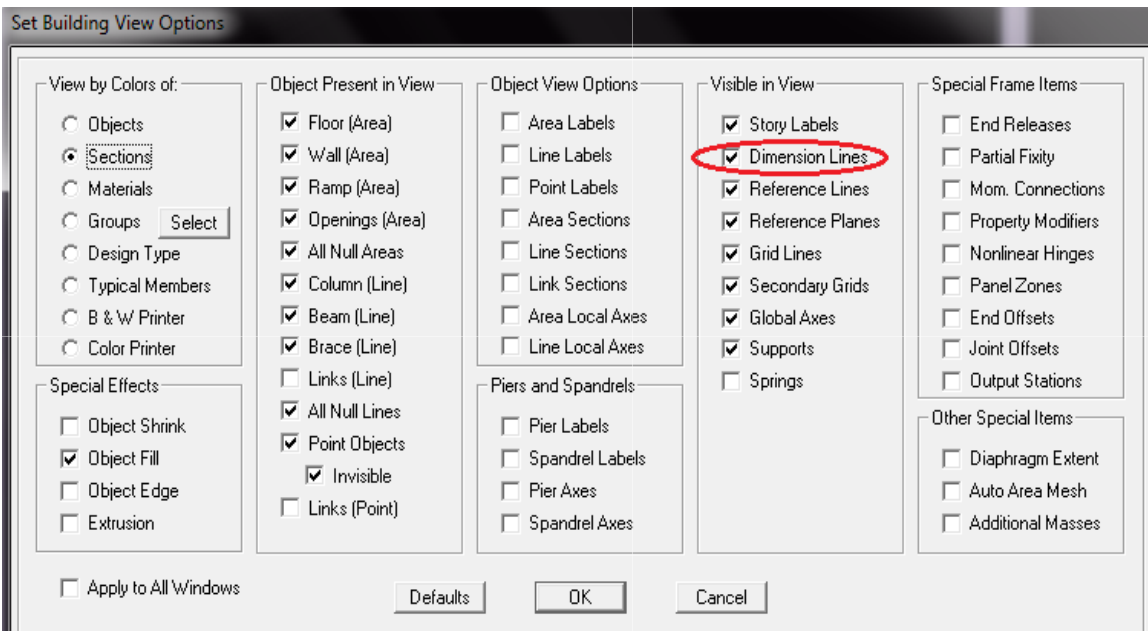
- Pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étage :
On clique sur le bouton droit de la souris. Puis on introduit les distances cumulées puis on clique sur ok



- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.




- ❖ Vérification des dimensions : cliquer sur cette icône  ou bien **View** → **set building view options**



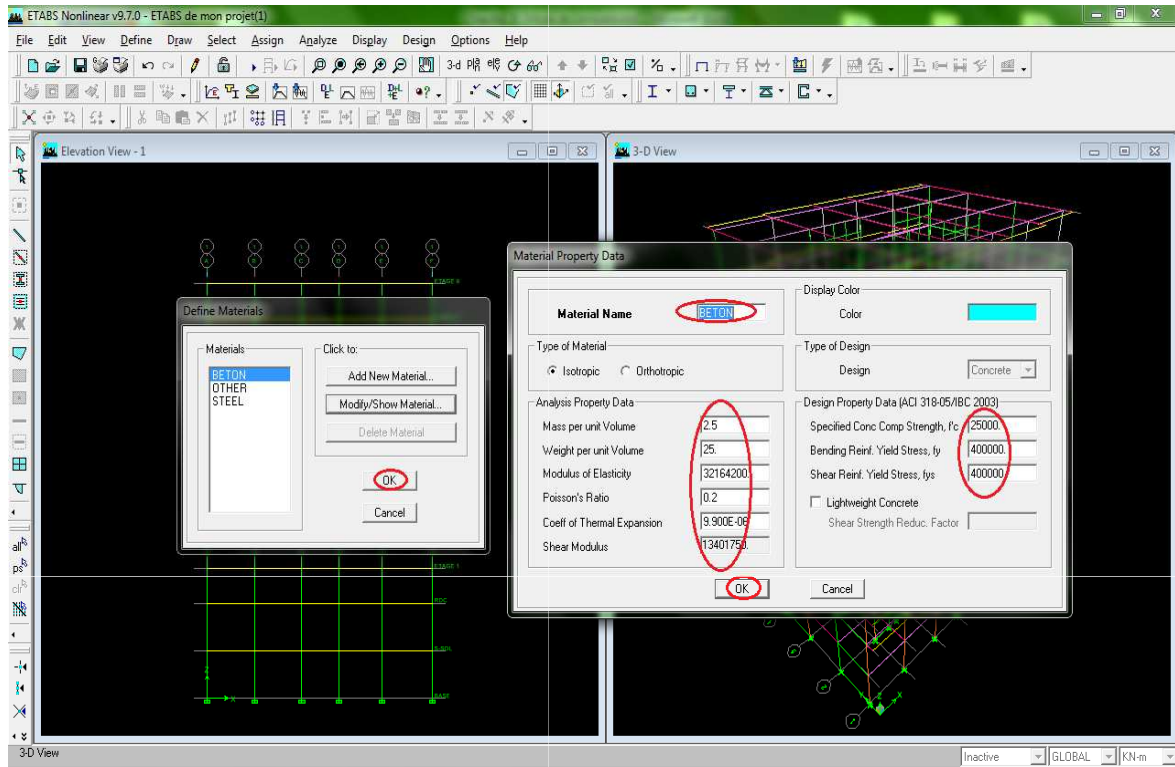
4.2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Define → **Material proprietes** (ou bien On clique sur )

→ on sélectionne le matériau **CONC**

→ **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure



4.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

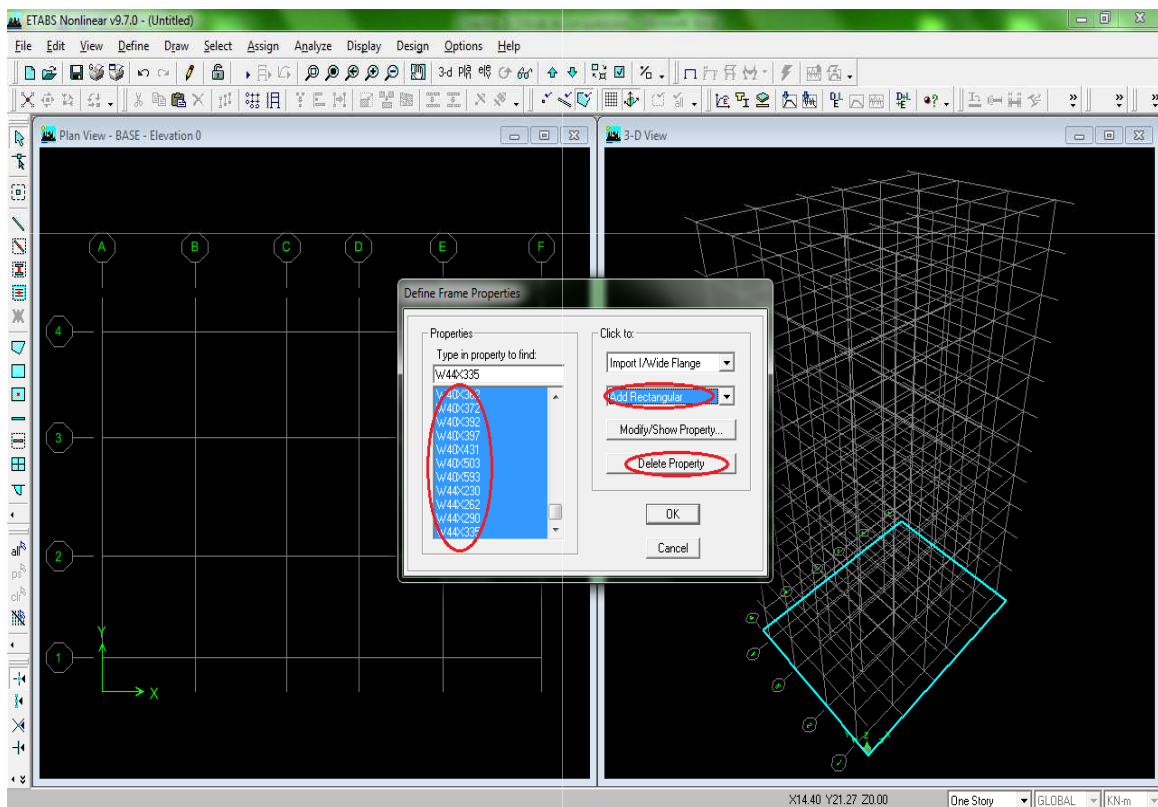
• Définition des différents éléments

Les éléments barres

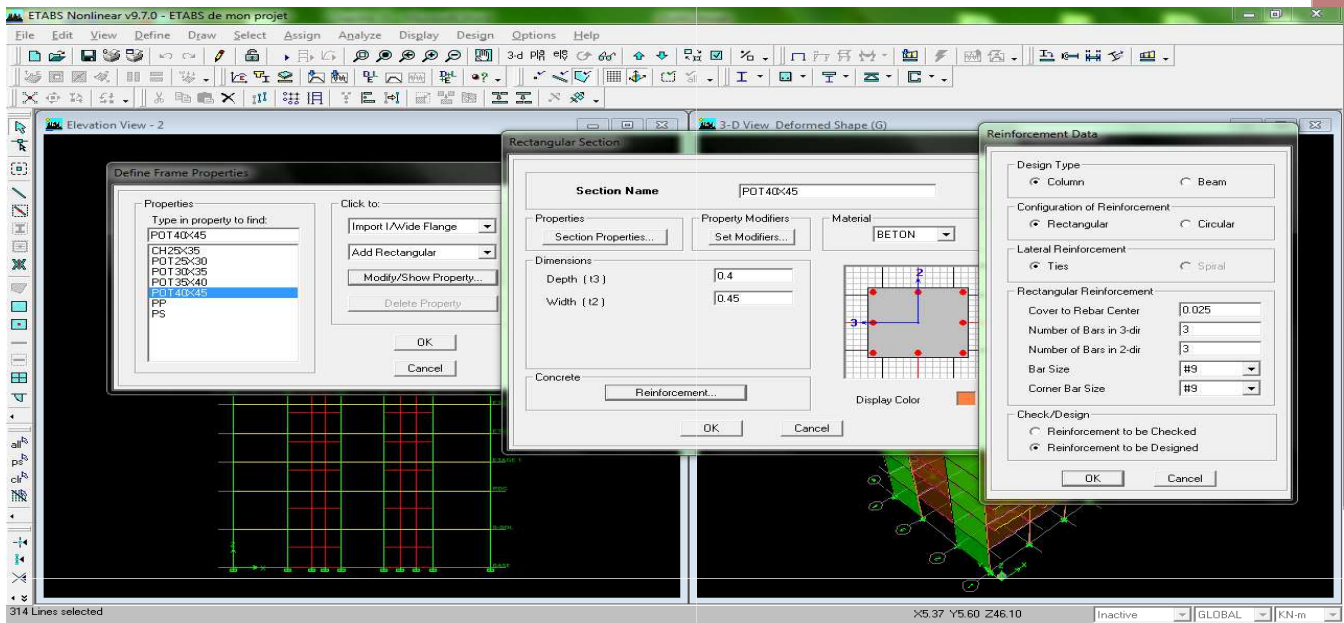
Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélection tout → **delete property**

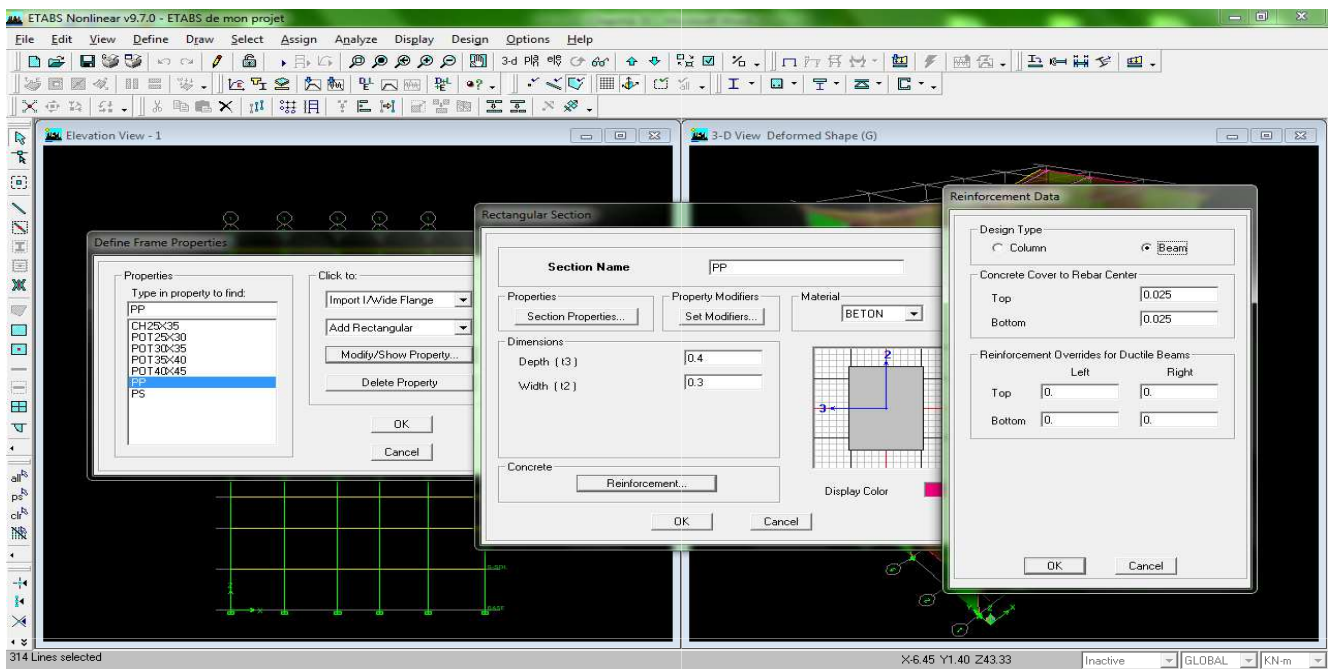
Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections »



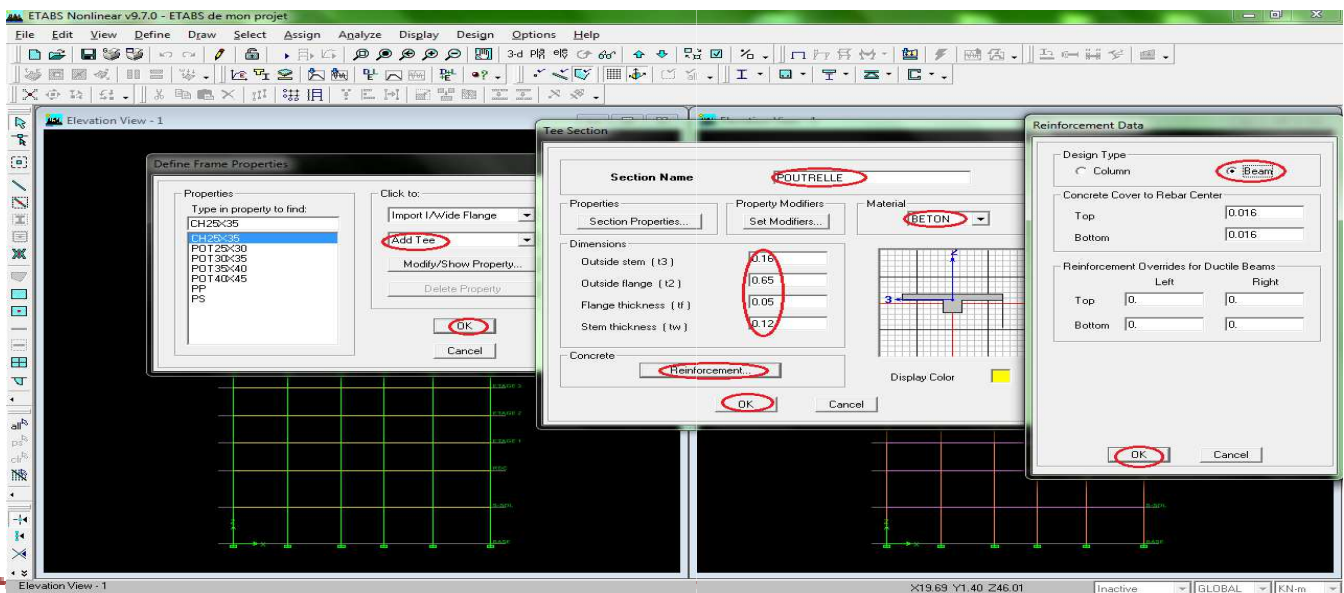
A) Les poteaux On clique sur **Reinforcement** → une fenetre reinforcement s'ouvre →coucher **column**



B) Les poutres On clique sur **Reinforcement** → une fenetre reinforcement s'ouvre →coucher **Beam**




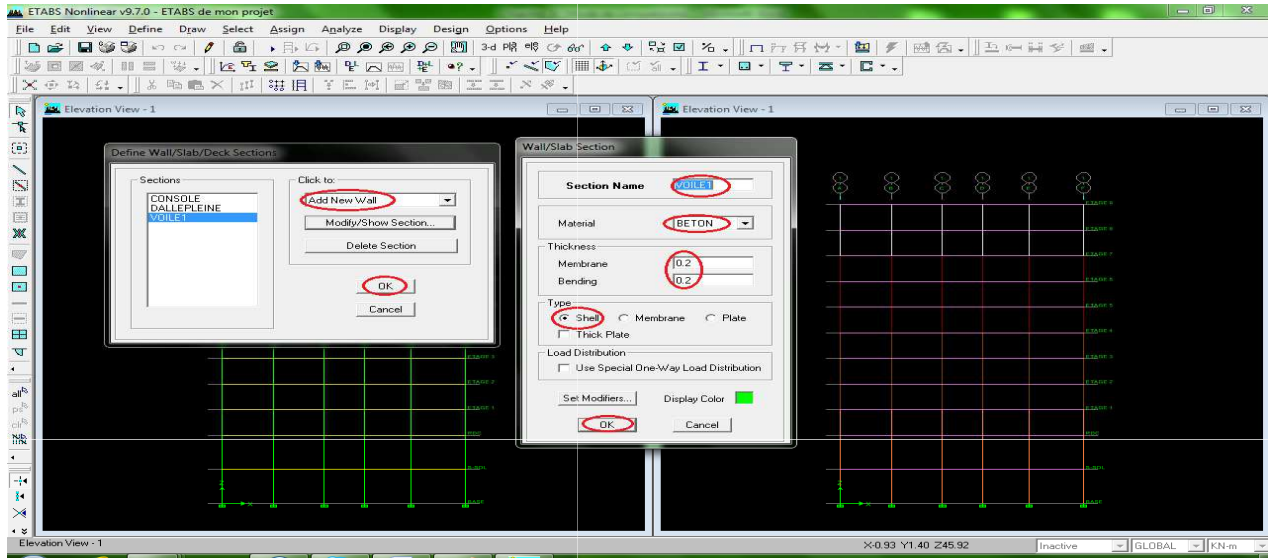
C) les poutrelles On clique sur l'icone **click to** → On clique sur **Add Tee** « ajout de sections »




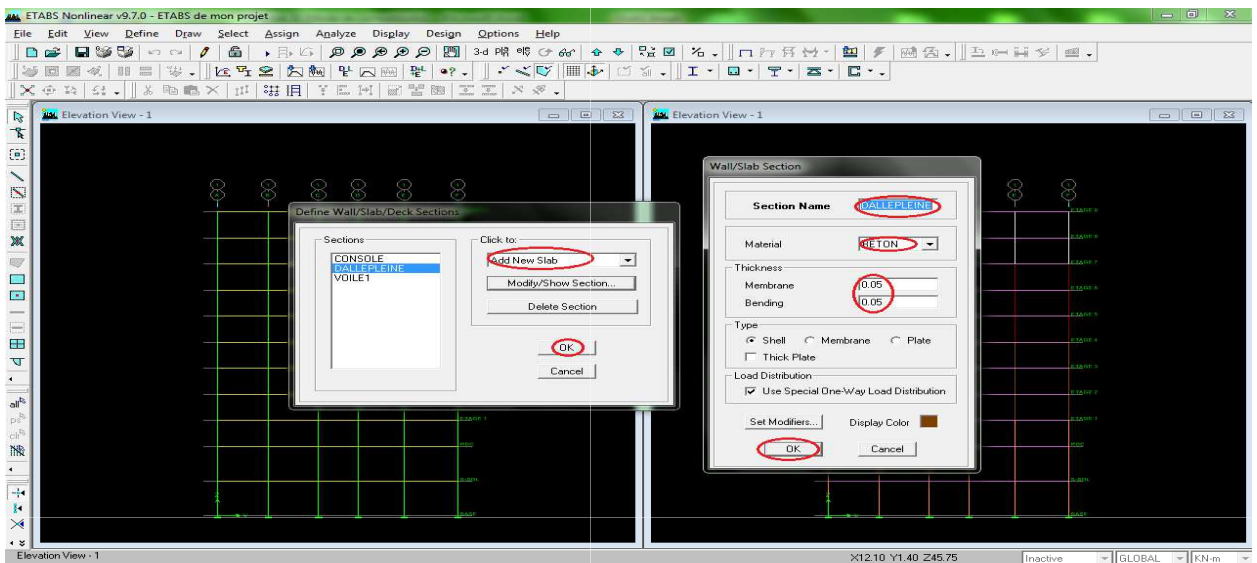
Modélisation par ETABS


Les éléments plaques

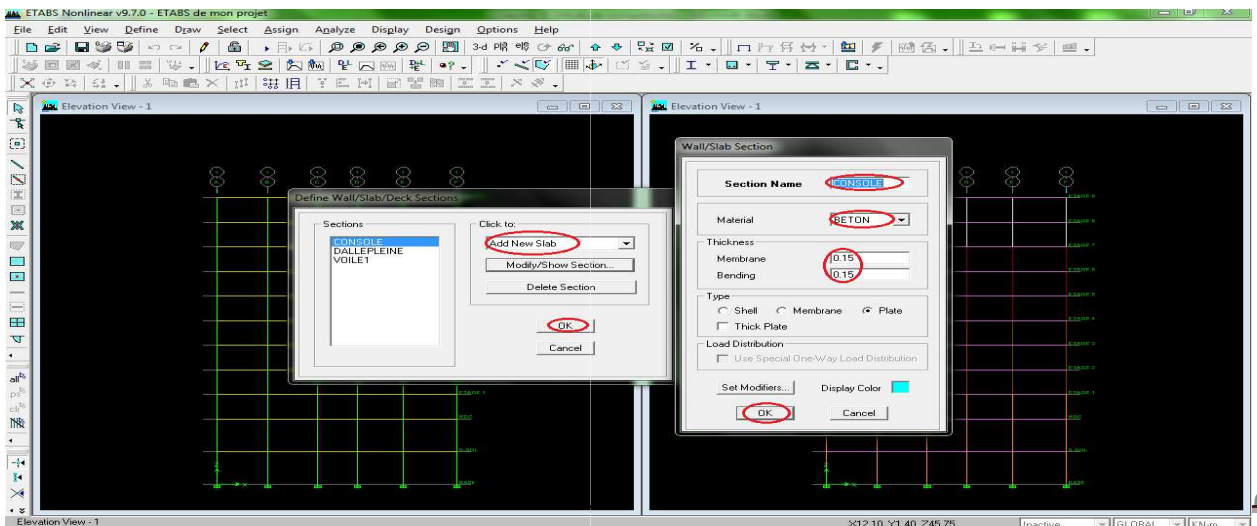
- A) Voiles** On choisit le menu **Define** → **wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône  Icône **properties** → on sélection tout → **delete property**
Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections »
on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur .



- B) Dalles pleines** : **Define** → **wall/ slab/ deck sections**, ou bien on clique sur  → on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom

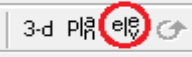


- C) Console** : **Define** → **wall/ slab/ deck sections**, ou on clique sur  → on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom




B) Affectation des sections aux différents éléments des portiques

❖ Pour les poteaux :

il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur  **Draw** → **draw line objects** → **Create lines in region or at clicks (plan , elev , 3D)**, ou bien on clique sur il s'affiche une fenêtre **proprieties of object** none choisir le nom de la section ex :pot40x45 au dessous de la fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner

❖ Pour les poutres :

Il faut se mettre sur la vue en plan et introduire :dans la barre d'outils cliquer sur  **Draw** → **draw line objects** → **create lines in region or at clicks (plan , elev , 3D)**, ou bien on clique sur il s'affiche une fenêtre **proprieties of object** none choisir le nom de la section ex :PP au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner



❖ Pour les voiles :

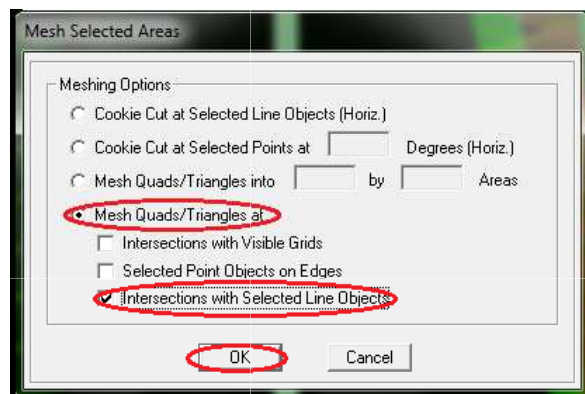
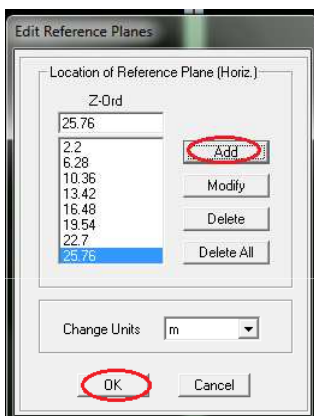
Dans la barre d'outils cliquer sur  **Draw** → **draw Area objects** → **create walls in region or at clicks (plan)**, ou bien on clique sur l'icône ( ou bier ) mais il faut se mettre en élévation 

❖ Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :

Draw → **draw Area objects** → **Draw walls (plan)** il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section :voile
→ **Drawing Control Fixed Length « l »** on donne sa longueur

❖ Pour dessiner un Linteau

Il faut se mettre en élévation et puis sur la 1^{er} ligne au niveau **z = 0** avec le bouton droit de la souris on choisir **Edit Renference Planes** → **Add** → saisir les hauteurs cumulées des ouvertures → **Ok**
dessiner les différentes poutres ajoutées → sélectionner les poutres et les trumeaux
→ **Edit** → **Mesh Selected Areas** → **Ok**
→ supprimer les poutres dessinées
→ cliquer sur l'icône ( ou bien ) → sélectionner les linteaux pour les affecter leurs propriétés « voile »







❖ Les dalles pleines :

Il faut se mettre en plans :
Draw → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Areas**
ou bien → **Create Areas At Clicks.**
ou bien → **Draw Area (plan , elev , 3D)**

Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section **dallepleine**

❖ Console :

Dans la barre d'outils cliquer sur  **Draw** → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Areas** 
ou bien → **Create Areas At Clicks.** 
ou bien → **Draw Area (plan , elev , 3D)** 

Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section **Console**

Remarque : Au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur chaque travée pour le dessiner le voile

4-4) Quatrième étape : charges statiques (G et Q)

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Définition des charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases.**

Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

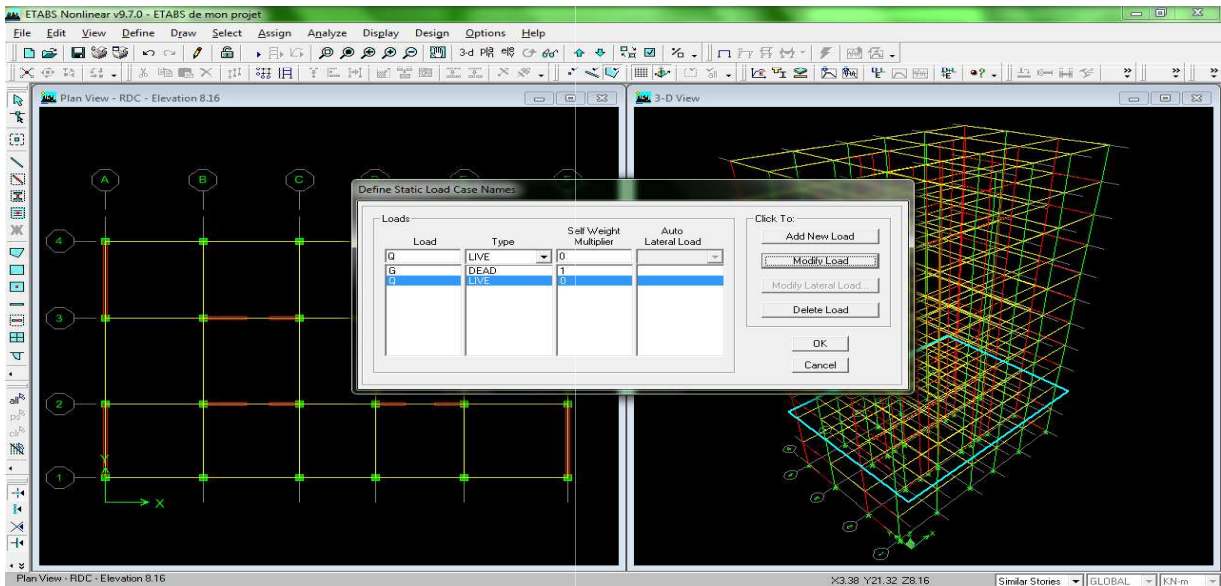
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



B) Affectation des charges

l'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux)

Tableau récapitulation des charges permanentes et d'exploitation (chapitre I)

Charges permanentes	Charges d'exploitation
G Console = 5.51 KN/m ²	Q Etage de service = 2.5 KN/m ²
G Dalle pleine = 6.35 KN/m ²	Q Etage courant = 1.5 KN/m ²
G Plancher = 5.45 KN/m ²	Q Sous sol = 4 KN/m ²
G Terrasse = 6.35 KN/m ²	Q Terrasse = 1 KN/m ²
	Q Console = 3.5 KN/m ²

Charger les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire:

On sélectionne les dalles :

Assing → **Shelle/ Area Loads** → **Uniform**. Ou bien on clique sur l'icône ()

Attention : pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever le poids propre de la dalle de compression comme suite

$$G_{\text{Dalle de compression}} = \rho_{\text{béton}} * e_{\text{p dalle}} = 25 * 0.05 = 1.25 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{Plancher}} = (G_{\text{Plancher Corps Creux}} - G_{\text{Dalle de compression}}) * 1 \text{ m} = 6.35 - 1.25 = 5.1 \text{ KN/ml}$$

• Charges permanentes $G_{\text{Terrasse}} = (G_{\text{Terrasse}} - G_{\text{Dalle de compression}}) * 1 \text{ m} = 6.35 - 1.25 = 5.1 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{console}} = (G_{\text{console}} - G_{\text{Dalle de compression}}) * 1 \text{ m} = 5.51 - 1.25 = 4.26 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{Etage de service}} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{Etage courant}} = 1.5 \text{ KN/ml}$$

• Charges d'exploitation $Q_{\text{Sous sol}} = 4 \text{ KN/ml}$

$$Q_{\text{Terrasse}} = 1 \text{ KN/ml}$$

Charger les poutrelles

$$G_{\text{poutrelle}} = \rho_{\text{béton}} * S_{\text{poutrelle}} = 25 * ((0.16 * 0.12) + (0.05 * 0.65)) = 1.30 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G_{\text{plancher Corps Creux}} - G_{\text{poutrelle}} = 6.35 - 1.30 = 5.05 \text{ KN/ml}$$

• Charges permanentes $G_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} - G_{\text{poutrelles}} = 6.35 - 1.30 = 5.05 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{console}} = (G_{\text{console}} - G_{\text{Poutrelle}}) * 1 \text{ m} = 5.51 - 1.25 = 4.26 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{Etage de service}} = 2.5 * 0.65 = \text{KN/ml}$$

$$Q_{\text{Etage courant}} = 1.5 * 0.65 = \text{KN/ml}$$

• Charges d'exploitation $Q_{\text{Sous sol}} = 4 * 0.65 = \text{KN/ml}$

$$Q_{\text{Terrasse}} = 1 * 0.65 = 1$$

Charger le portique (poutres et poteaux)

Poutres principales $PP_{1-2} \left\{ \begin{array}{l} G_{pp_{1-2}} = G * L_{1-2} / 2 \\ Q_{pp_{1-2}} = Q * L_{1-2} / 2 \end{array} \right.$

$$PP_{2-3} \left\{ \begin{array}{l} G_{pp_{2-3}} = G * (L_{2-3} + L_{3-4}) / 2 \\ Q_{pp_{2-3}} = Q * (L_{2-3} + L_{3-4}) / 2 \end{array} \right.$$

$$PP_{3-4} \left\{ \begin{array}{l} G_{pp_{3-4}} = G * L_{3-4} / 2 \\ Q_{pp_{3-4}} = Q * L_{3-4} / 2 \end{array} \right.$$


Poutres Secondaires $PS_{a-b} \left\{ \begin{array}{l} G_{pp_{a-b}} = G * 0.65 / 2 \\ Q_{pp_{a-b}} = Q * 0.65 / 2 \end{array} \right.$

$$PS_{b-c} \left\{ \begin{array}{l} G_{pp_{b-c}} = G * 0.65 \\ Q_{pp_{b-c}} = Q * 0.65 \end{array} \right.$$

$$PS_{a-b} = PS_{e-f} \text{ (poutres de rives)}$$

$$PS_{b-c} = PS_{c-d} = PS_{d-e} \text{ (poutres intermédiaires)}$$

Pour affectation des charges :

Je sélectionne les poutres secondaires de rive cliquer sur l'icône  ou bien

→ **Aissing** → **Frame line /load** → **distribution** → **uniform load**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

pour les poutres secondaires intermédiaires même chose procédure que celles de rives

4-5) Cinquième étape : Définition de la charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

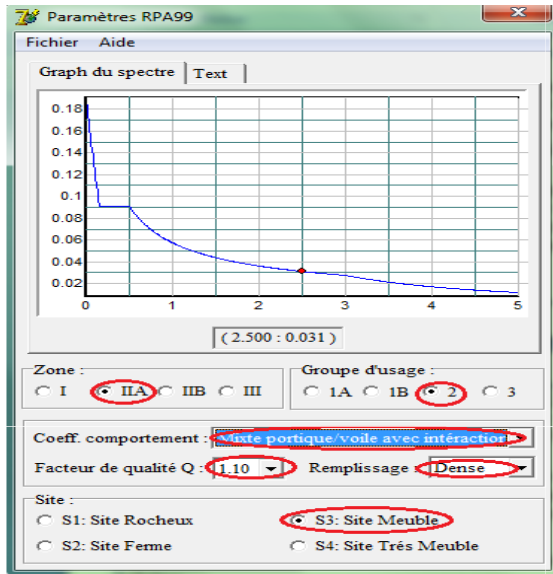
Site : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)

Facteur de qualité (Q): $Q=1+q \rightarrow Q=1.10$

Modélisation par ETABS



-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** puis on enregistre.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define → **Response Spectrum Functions** → choose function type to add “Spectrum from file” → à **Function damping ratio** la valeur **0.1** le RPA

•Charge sismique :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**, ou bien on clique sur l'icone 

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

4.6)- Seizième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

on clique sur : **Define** → **Load combinations** ou bien cliquer sur l'icone 

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur → **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges vec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir **Q** dans la **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec **OK** et on revient vers la

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

•Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q.

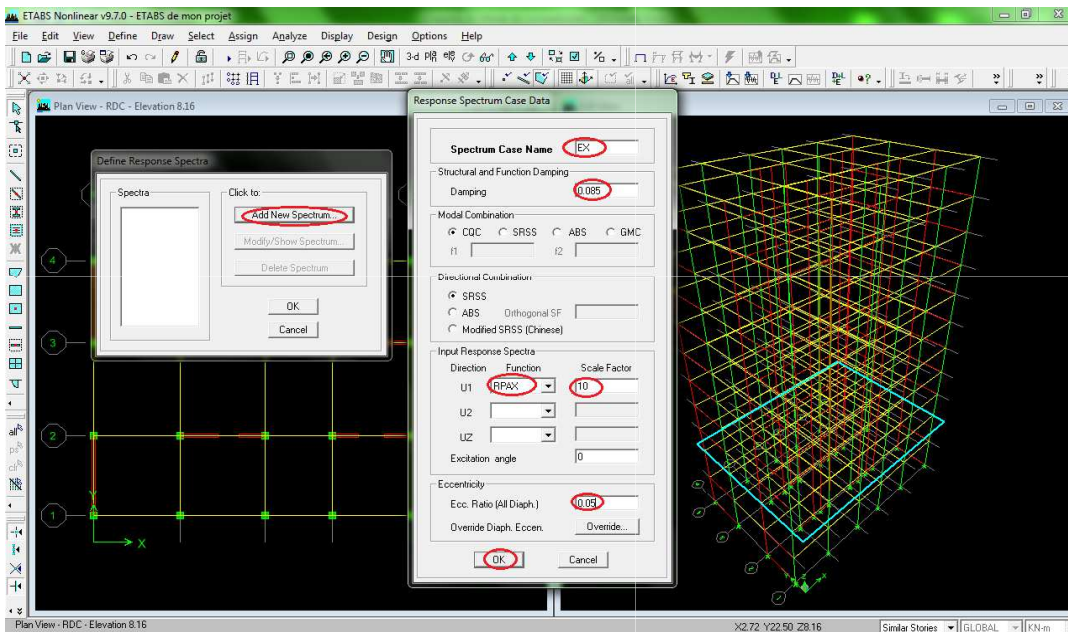
ELS : G+Q.

•Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E.

08GE :0.8G±E.

GQ1.2E: G+Q±1.2E




4-7)- Septième étape : Définir l'action sismique :

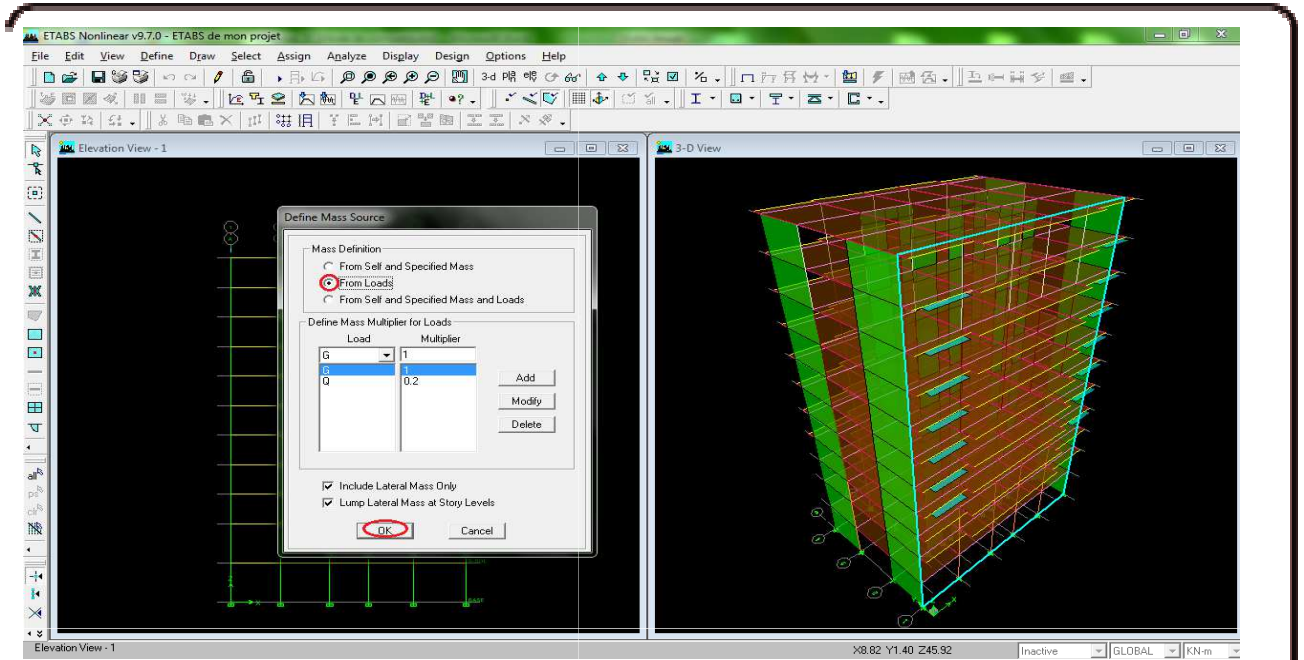
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. dont cette masse égale

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA → $\beta=0.2$

L'instruction à suivre:

Define → **masse source** ou bien on clique sur cette icône 



4-8)- Huitième étape :

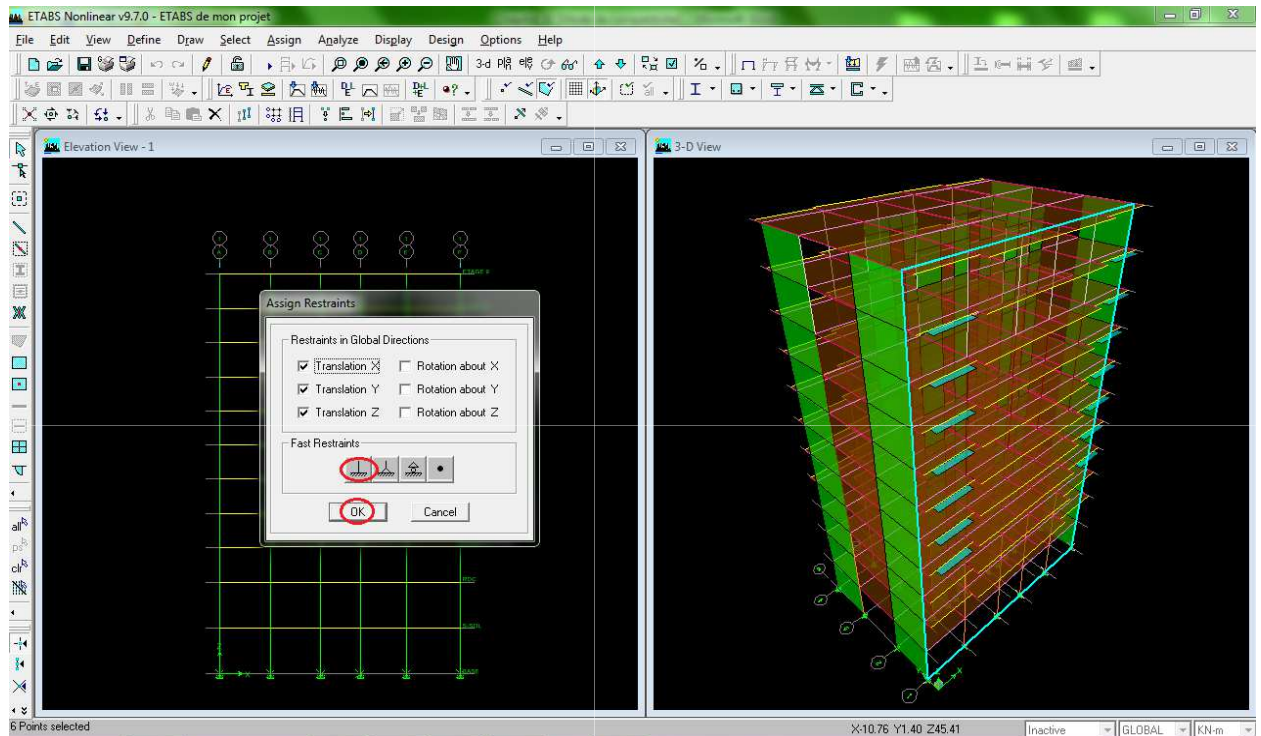
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

❖ Appuis :


Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le nœud est un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

→ Sélectionne les nœuds à la base.

Assing → joint/ point → restraints. Ou bien cliquer sur l'icône suivante

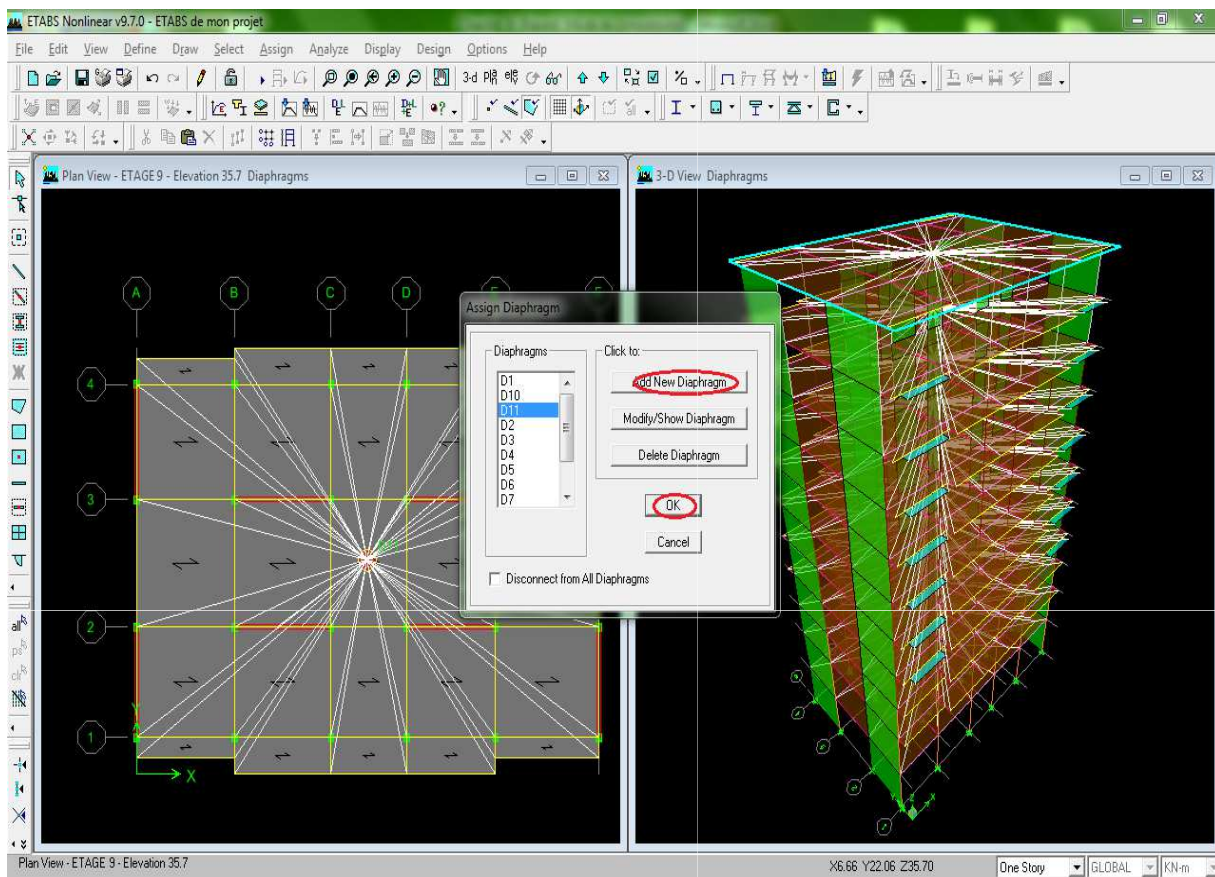


Les diaphragmes :

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher : On clique sur cette icône  ou bien on procède comme suite

Assing → joint/ point → Diaphragme → Add New Diaphragm.

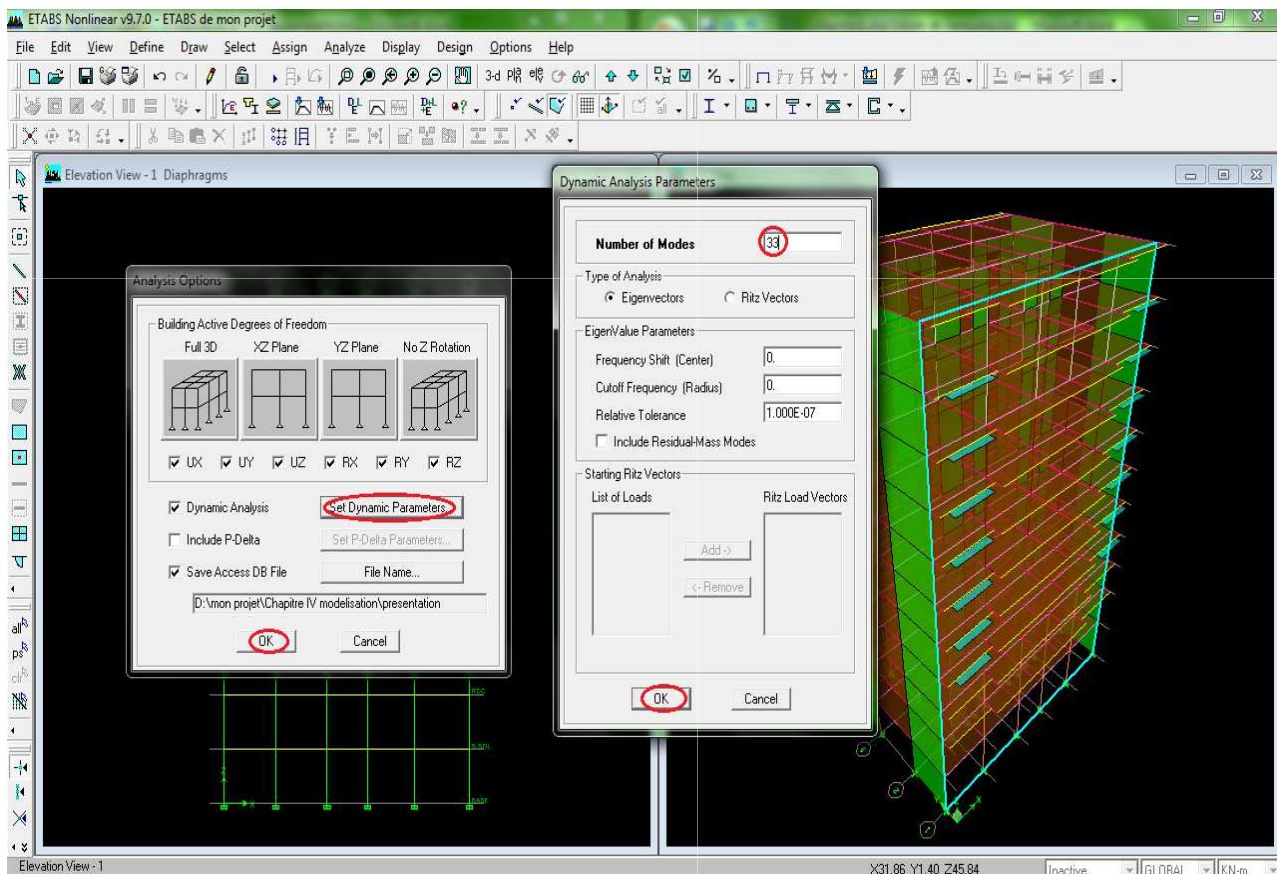
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers



4-9) Neuvième étape : l'analyse dynamique

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul de sorte à avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

Nombre de modes : Analyze → set Analysis options.



Analyse :

ANALYSE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

ANALYSE MODALE:

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

ANALYSE SPECTRALE :

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de 0.1T (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

Exécution : Analyze → RunAnalysis, ou bien on clique sur le bouton **F₅**, ou bien on clique sur l'icône

4-9) Dixième étape :

A) Visualisation des différents résultats :

Déformations :

Display → Show Deformed Shape


Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

Visualisation des réactions :

Display → Show Member Forces /Stress Diagram → Support/ Springs Reaction.


Ou bien on clique sur l'icône suivante 

Déformée de la structure

on clique sur cette icône  ou bien on suit les instructions suivantes

Display → Show Deformed Shap et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne dans le menu Display → Show Member Forces/Stresses Diagram → Frame /Pier/Spandrel Forces, ou bien on clique sur cette icône 

❖ Efforts internes et les moments dans les éléments barres :

➤ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres par :

Select → By Frame Section on sélectionne les poutres **Ok**

En suite on clique sur : **Display → Show Tables**

Dans Element **Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **Ok**.

➤ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

❖ Les contraintes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ Déplacements:

pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher **Select → All** , et puis sur **Display → Show Table → Displacements → Displacements Data** puis on coche **Diaphragm CM Displacement**.

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel®**.

la colonne U_x correspond au sens xx ,et U_y au sens yy.

❖ Effort tranchant

➤ A la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur

Display → Show Table → Modul Information → Building Modul Information

On coche **Reponse Spectrum Base Reactions**

Ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **Ex et Ey** ».→**Ok**

On sélection dans les résultats **All F₁** correspond au V_x dynamique et **All F₂** correspond au V_y dynamique

➤ Aux différents niveaux :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on **Select → By Frame Section** on sélectionne **All** Dans **Display → Show Table → Building Output → Story Shears** et on selectionne les combinaisons **Ex et Ey**.

V_x les efforts tranchants suivant l'axe xx et V_y les efforts tranchants suivant l'axe yy

❖ Le poids total de la structure Wt :

Select → All

Display → show table

Model Definition → Building Data → Masse Data → Table : Diaphragme Masse Data → Ok

❖ Le poids de chaque étage de la structure 'P' :

Display → show table → Building Output → on coche **Story Shears** on sélectionne dans **Select Cases / combos** la combinaison '**Poids = G+0.2Q**'→**Ok**

Remarque : les valeurs de P sont des valeurs cumulées

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages :

Display → Show Table → Building Output → on coche **Center Mass Rigidity**».→**Ok**

Visualisation des modes de vibration :

Display → Show Mode Shepe. Ou bien on clique sur



La flèche

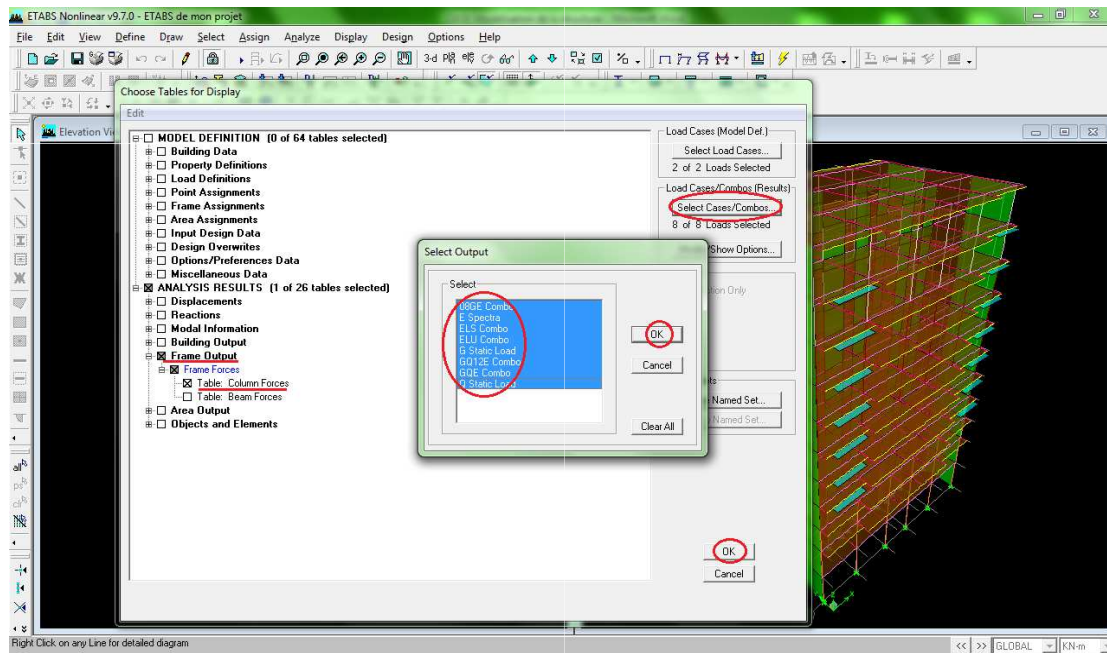
Display → **Show Member Forces / Strass Diagram** → **Frame / Pier / spandrel Forces**

Sélectionner dans **Load** la combinaison **ELS** → Cocher sur **Moment 3-3** → cocher **Scale Factor** → **Ok**
 Sélectionner la plus **grande travée** dans le sens considéré avec le bouton **droit de la souris** → on coche **Show Max** → on sélectionne dans **Unit : KN-cm** → cocher sur **Relative To Story Minimum**
 Et puis on tire la valeur de la flèche **Deflection**

Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

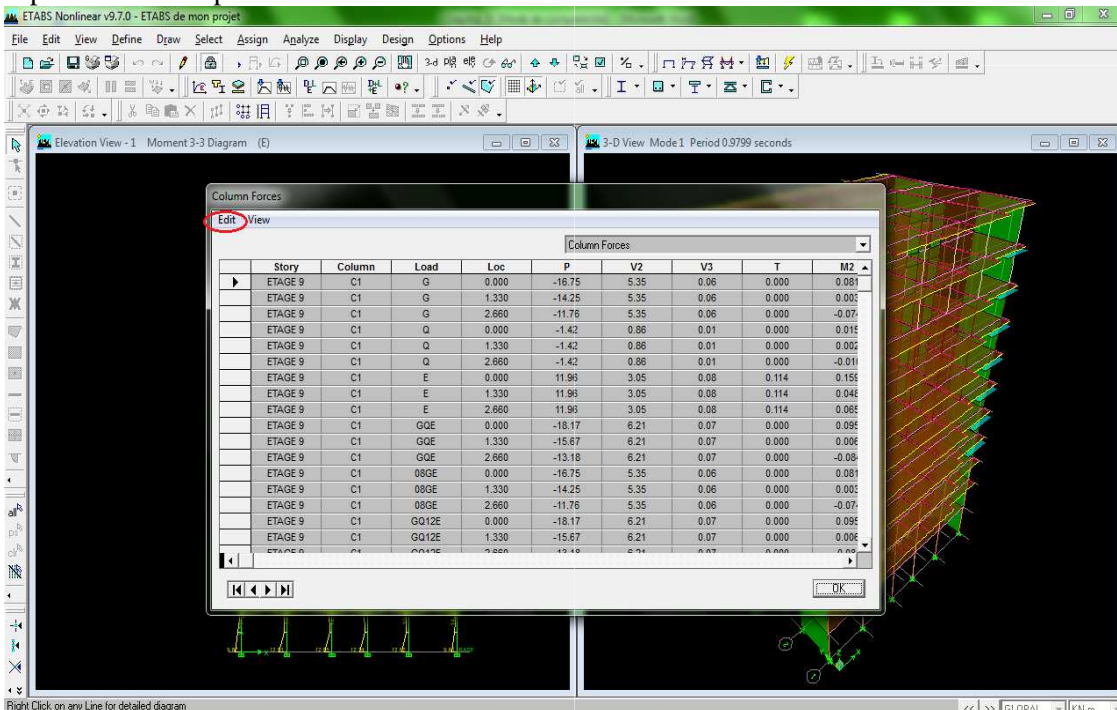
B) Extraction des résultats d'analyse

Les déplacements : Display → **Show Tables**.



Remarques :

- Frame Forces** pour avoir les efforts internes des poteaux et des poutres
- pour mieux exploiter les résultats du tableau affiché, on va l'exporter vers Excel :
Edit → **Copy Entire Table** ;
 Après on va le copier sur la feuille d'Excel.



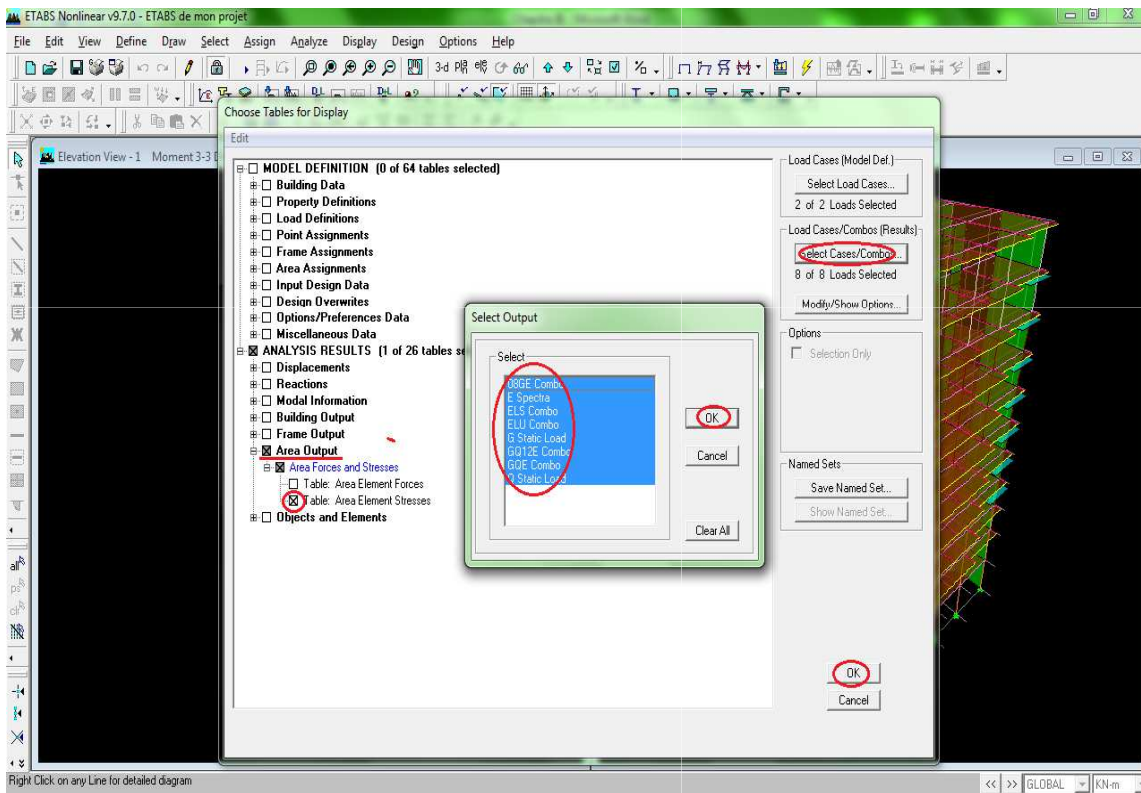
Les **efforts de traction** et de **compression** sont donnés par la colonne « **P** », et l'**effort tranchant** par « **V2** » et « **V3** ».

On utilise l'option « **Trier et Filtrer** » pour avoir les valeurs négatives qui correspondent à la compression et les valeurs positives qui correspondent à la traction.

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
ETAGE 9	C1	G	0	-16.75	5.35	0.06	0	0.081	7.318
ETAGE 9	C1	G	1.33	-14.25	5.35	0.06	0	0.003	0.209
ETAGE 9	C1	G	2.66	-11.76	5.35	0.06	0	-0.074	-6.901
ETAGE 9	C1	Q	0	-1.42	0.86	0.01	0	0.015	1.202
ETAGE 9	C1	Q	1.33	-1.42	0.86	0.01	0	0.002	0.053
ETAGE 9	C1	Q	2.66	-1.42	0.86	0.01	0	-0.01	-1.097
ETAGE 9	C1	E	0	11.96	3.05	0.08	0.114	0.159	4.105
ETAGE 9	C1	E	1.33	11.96	3.05	0.08	0.114	0.048	0.233
ETAGE 9	C1	E	2.66	11.96	3.05	0.08	0.114	0.065	4.018
ETAGE 9	C1	GQE	0	-18.17	6.21	0.07	0	0.095	8.521
ETAGE 9	C1	GQE	1.33	-15.67	6.21	0.07	0	0.006	0.261
ETAGE 9	C1	GQE	2.66	-13.18	6.21	0.07	0	-0.084	-7.998
ETAGE 9	C1	08GE	0	-16.75	5.35	0.06	0	0.081	7.318
ETAGE 9	C1	08GE	1.33	-14.25	5.35	0.06	0	0.003	0.209
ETAGE 9	C1	08GE	2.66	-11.76	5.35	0.06	0	-0.074	-6.901
ETAGE 9	C1	GQ12E	0	-18.17	6.21	0.07	0	0.095	8.521
ETAGE 9	C1	GQ12E	1.33	-15.67	6.21	0.07	0	0.006	0.261
ETAGE 9	C1	GQ12E	2.66	-13.18	6.21	0.07	0	-0.084	-7.998
ETAGE 9	C1	ELS	0	-18.17	6.21	0.07	0	0.095	8.521
ETAGE 9	C1	ELS	1.33	-15.67	6.21	0.07	0	0.006	0.261
ETAGE 9	C1	ELS	2.66	-13.18	6.21	0.07	0	-0.084	-7.998
ETAGE 9	C1	ELU	0	-24.74	8.51	0.09	0	0.131	11.683
ETAGE 9	C1	ELU	1.33	-21.37	8.51	0.09	0	0.008	0.361
ETAGE 9	C1	ELU	2.66	-18.01	8.51	0.09	0	-0.115	-10.962
ETAGE 8	C1	G	0	-35.67	3.67	0.04	0	0.064	5.617
ETAGE 8	C1	G	1.33	-33.17	3.67	0.04	0	0.011	0.73

Min. : -2006.1 Max. : 899.44

Les contraintes : Display → Show Tables.



S_{22} et S_{11} : contraintes normales ; S_{12} : contraintes de cisaillement

Pour les contraintes normales les valeurs positives correspondent à des tractions et négatives à des compressions.

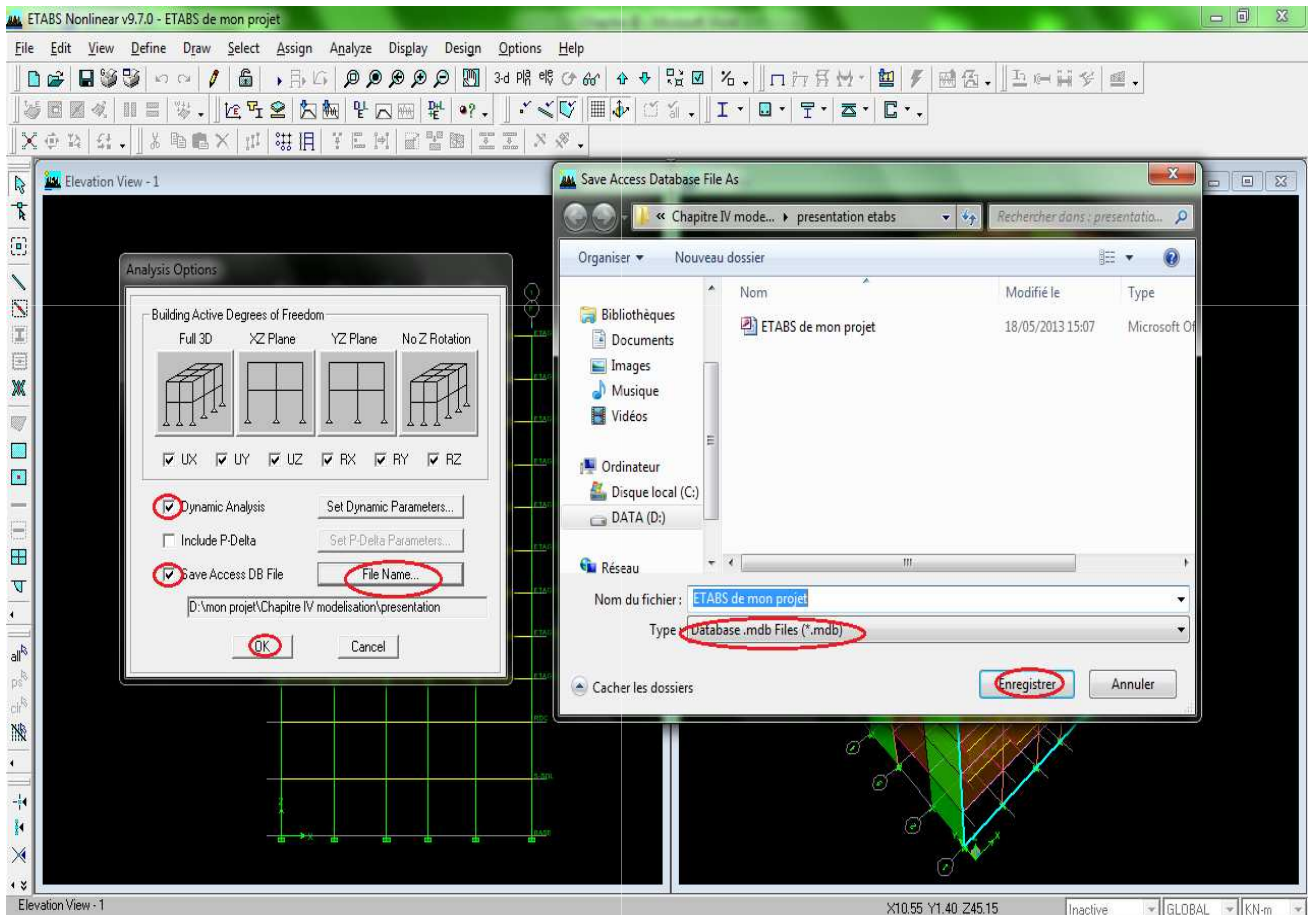
Modélisation par ETABS

Story	AreaObj	AreaType	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	S11Top	S22Top	S12Top	SMAXTop	SMDNTop	SVMTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot	SMAXBot	SMDNBot	SVMBot	S13Avg	S23Avg	SMAVVAvg
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	G	LinearStatic	-	-	-6.64	-33.18	37.68	20.04	-59.86	72	-75.94	-379.72	-4.17	-75.89	-379.78	348.1	2.28	-5.81	6.24
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	G	LinearStatic	-	-	354.84	1774.19	-10.97	1774.27	354.75	1626.18	-437.18	-2185.9	-52.82	-435.59	-2187.5	2005.51	2.28	-48.46	48.51
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	G	LinearStatic	-	-	-534.8	-2674	-24.3	-534.52	-2674.3	2451.11	452.45	2262.26	17.66	2262.43	452.28	2073.62	-3.65	-48.46	48.59
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	G	LinearStatic	-	-	-113.3	-566.5	24.35	-111.99	-567.8	520.91	30.72	153.6	66.31	182.56	1.76	181.68	-3.65	-5.81	6.86
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	Q	LinearStatic	-	-	2.65	13.26	6.36	16.24	-0.32	16.4	-10.47	-52.35	0.12	-10.47	-52.35	47.98	0.38	-1.04	1.11
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	Q	LinearStatic	-	-	60.65	303.24	-0.09	303.24	60.65	277.92	-69.49	-347.46	-6.33	-69.35	-347.6	318.64	0.38	-7.91	7.92
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	Q	LinearStatic	-	-	-84.52	-422.59	-2.93	-84.49	-422.62	387.35	75.67	378.37	3.34	378.41	75.64	346.83	-0.58	-7.91	7.93
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	Q	LinearStatic	-	-	-16.5	-82.5	3.51	-16.31	-82.69	75.86	8.68	43.42	9.79	45.99	6.12	43.26	-0.58	-1.04	1.19
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	E	LinRespSpec	Max	-	360.32	1801.61	160.01	0	0	0	413.34	2066.68	238.37	0	0	0	2.72	47.22	0
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	E	LinRespSpec	Max	-	209.2	1046	133.73	0	0	0	256.17	1280.83	103.95	0	0	0	2.72	28.32	0
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	E	LinRespSpec	Max	-	312.45	1562.27	194.79	0	0	0	268.56	1342.79	182.54	0	0	0	4.36	28.32	0
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	E	LinRespSpec	Max	-	508.89	2544.43	115.53	0	0	0	458.34	2291.69	110.22	0	0	0	4.36	47.22	0
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	GQE	Combination	-	-	-3.98	-19.91	44.04	32.8	-56.7	78.43	-86.41	-432.07	-4.05	-86.37	-432.12	396.06	2.66	-6.85	7.35
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	GQE	Combination	-	-	415.49	2077.43	-11.06	2077.5	415.41	1904.09	-506.67	-2533.4	-59.15	-504.95	-2535.1	2324.13	2.66	-56.36	56.42
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	GQE	Combination	-	-	-619.32	-3096.6	-27.24	-619.02	-3096.9	2838.45	528.13	2640.63	21	2640.84	527.92	2420.45	-4.23	-56.36	56.52
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	GQE	Combination	-	-	-129.8	-649	27.86	-128.31	-650.49	596.77	39.4	197.02	76.1	227.76	8.66	223.56	-4.23	-6.85	8.05
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	08GE	Combination	-	-	-6.64	-33.18	37.68	20.04	-59.86	72	-75.94	-379.72	-4.17	-75.89	-379.78	348.1	2.28	-5.81	6.24
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	08GE	Combination	-	-	354.84	1774.19	-10.97	1774.27	354.75	1626.18	-437.18	-2185.9	-52.82	-435.59	-2187.5	2005.51	2.28	-48.46	48.51
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	08GE	Combination	-	-	-534.8	-2674	-24.3	-534.52	-2674.3	2451.11	452.45	2262.26	17.66	2262.43	452.28	2073.62	-3.65	-48.46	48.59
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	08GE	Combination	-	-	-113.3	-566.5	24.35	-111.99	-567.8	520.91	30.72	153.6	66.31	182.56	1.76	181.68	-3.65	-5.81	6.86
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	GQ12E	Combination	-	-	-3.98	-19.91	44.04	32.8	-56.7	78.43	-86.41	-432.07	-4.05	-86.37	-432.12	396.06	2.66	-6.85	7.35
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	GQ12E	Combination	-	-	415.49	2077.43	-11.06	2077.5	415.41	1904.09	-506.67	-2533.4	-59.15	-504.95	-2535.1	2324.13	2.66	-56.36	56.42
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	GQ12E	Combination	-	-	-619.32	-3096.6	-27.24	-619.02	-3096.9	2838.45	528.13	2640.63	21	2640.84	527.92	2420.45	-4.23	-56.36	56.52
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	GQ12E	Combination	-	-	-129.8	-649	27.86	-128.31	-650.49	596.77	39.4	197.02	76.1	227.76	8.66	223.56	-4.23	-6.85	8.05
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	ELS	Combination	-	-	-3.98	-19.91	44.04	32.8	-56.7	78.43	-86.41	-432.07	-4.05	-86.37	-432.12	396.06	2.66	-6.85	7.35
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	ELS	Combination	-	-	415.49	2077.43	-11.06	2077.5	415.41	1904.09	-506.67	-2533.4	-59.15	-504.95	-2535.1	2324.13	2.66	-56.36	56.42
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	ELS	Combination	-	-	-619.32	-3096.6	-27.24	-619.02	-3096.9	2838.45	528.13	2640.63	21	2640.84	527.92	2420.45	-4.23	-56.36	56.52
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	ELS	Combination	-	-	-129.8	-649	27.86	-128.31	-650.49	596.77	39.4	197.02	76.1	227.76	8.66	223.56	-4.23	-6.85	8.05
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	ELU	Combination	-	-	-4.98	-24.89	60.4	46.28	-76.16	107.08	-118.23	-591.14	-5.45	-118.17	-591.21	541.87	3.64	-9.41	10.09
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	ELU	Combination	-	-	570	2850.01	-14.94	2850.11	569.9	2612.21	-694.43	-3472.2	-80.8	-692.09	-3474.5	3185.37	3.64	-77.27	77.36
ETAGE 9	W1	Wall	1	24	ELU	Combination	-	-	-848.75	-4243.8	-37.21	-848.35	-4244.2	3890.01	724.32	3621.61	28.85	3621.89	724.03	3319.63	-5.8	-77.27	77.49
ETAGE 9	W1	Wall	1	18	ELU	Combination	-	-	-177.71	-888.53	38.14	-175.66	-890.57	817.02	54.5	272.49	104.2	314.28	12.71	308.13	-5.8	-9.41	11.05
ETAGE 9	W2	Wall	2	6	G	LinearStatic	-	-	372.07	1860.33	7.42	1860.36	372.03	1705.07	-447.22	-2236.1	45.53	-446.06	-2237.3	2050.93	-2.54	-49.61	49.67
ETAGE 9	W2	Wall	2	12	G	LinearStatic	-	-	-7.25	-36.25	-44.81	25.35	-68.85	84.43	-82.94	-414.68	-6.7	-82.8	-414.82	380.24	-2.54	-6.26	6.76
ETAGE 9	W2	Wall	2	12	G	LinearStatic	-	-	-172.21	-811.03	-17.55	-171.58	-811.66	560.84	37.07	160.08	-55.55	-180.83	11.78	175.46	3.78	-6.26	7.31

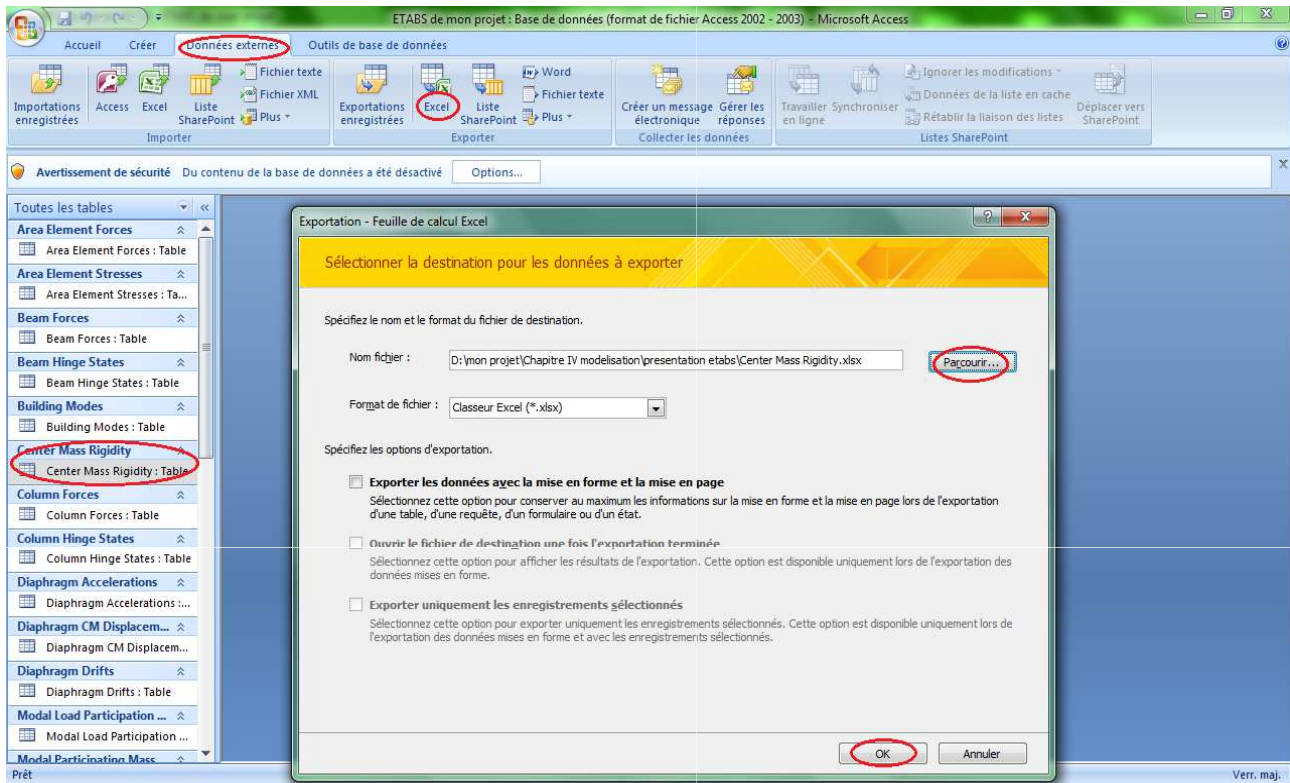
L'ETABS nous permet d'avoir le fichier résultat sous forme de tableau :

Analyse → Set Anlysis Options

Après avoir lancé l'analyse on peut avoir les résultats :



Exporter ce fichier résultat vers l'Excel :



Comme on peut le remarquer, le logiciel ETABS 9.7.0 facilite considérablement l'exploitation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser et d'interpréter : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes développées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, le centre de masse et le centre de rigidité, les déplacements inter-étages, la résultante des forces pour des éléments spécifiés, etc.

Bibliographie

- **Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN PERCHAT, JEAN ROUX)**
- **Béton armé. BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (JEAN- PIERRE MOUGIN)**
- **DTR. BC. 22. Charges permanentes et surcharges d'exploitation.**
- **Règles Parasismique Algériennes (RPA99/version 2003).**
- **MARIUS DIVER, (Calcul pratique des tours en béton armé).**
- **VICTOR DAVIDOVICI, (Formulaire de béton armé Tome 2).**
- **BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.**
- **Calcul pratique des ossatures des bâtiments en béton armé (bâtiments courants bâtiments de grande hauteur) ALBERT FUENTES**
- **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).**
- **Cours d'ETABS en MASTER 1 Génie Civil dirigé par Mr MEGLAT**