Documents réglementaires

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : Règlement neige et vent R.N.V 1999 Document Technique

Réglementaire (D.T.R. C 2-4.7)

Manuels techniques :

[5] : livre conception et dimensionnement des halles et bâtiments en charpente métallique

[6] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

Cours de formations

[7] : livre construction métallique volume 11

[8] : Mémoire fin d'étude : (KADIK HATEM et KADIK FATHI) 1999

Etude comparative pour un bâtiment (R+4) a usage d'habitation entre deux

conception

Code : MF 0395

Indice : 624 . N

Logiciels :

- **S**tructural **A**nalysis **P**rofessional 2000 version 12

- Expert 2010 + socotec

- AutoCAD 2010

1-Introduction :

1.1-Introduction générale :

Le travail faisant l'objet de notre projet de fin d'étude consiste à une étude comparatif entre deux bâtiments usage d'habitation qui ont la même forme sur plan (un en béton armé et l' autre en charpente métallique) et à calculer les éléments résistants de les deux usage de forme irrégulière en plan (en forme de « v») elle est composée d'un : RDC + (04) étages courants

Les plans d'architecture ont été réalisés par le bureau d'études SETAM .

La métrise de l'ouvrage est assurée par la direction du logement et des équipements publics de la wilaya de MEDEA.

Notre zone d'implantation, ville de MEDEA, est classée par le RPA 99 version 2003 en zone de moyenne sismicité (Zone IIb).

Notre dimensionnement et étude de résistance et de stabilité sera conforme aux exigences des règlements CBA 93 et RPA 99 version 2003.

1.2-Description de l'ouvrage :

Le bloc étudié à une forme irrégulière en R+4. Les plans d'architectures de ce bloc sont représentés dans les pages 5 à 9 .

1.3- Caractéristiques du bâtiment :

a-Dimensions :

Les dimensions en plan du bâtiment et en élévation sont dans le tableau suivant :

Tableau1- 1 : Les dimensions en plans et en élévation du bâtiment

	Dimension en plans	Dimension en élévation
Bloc	Longueur Lo= 19.22 m Largeur La=30.42 m	Hauteur totale H= 16.15 m Hauteur de l'étage h= 3.23 m Hauteur de l'RDC h_{RDC}= 3.23 m

b-Ossature:

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux types d'efforts :

1- Les efforts verticaux dûs aux poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dûs au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

- 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.

c-Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- planchers à dalle pleine.

d-Maçonnerie :

On a deux types :

1- **Murs extérieurs** :

sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** :

sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

e-Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué de :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

f- Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

g- Escaliers :

Notre structure comporte un types d'escaliers :

- type 1 : escaliers droit à trois volées.

1.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

Le béton :

Le ciment utilisé est du CPJ 325 (Ciment Portland Artificiel Classe 325) pour un dosage de 350kg/m^3, donnant une résistance f_{c28} = 25 MPa à 28 jours.

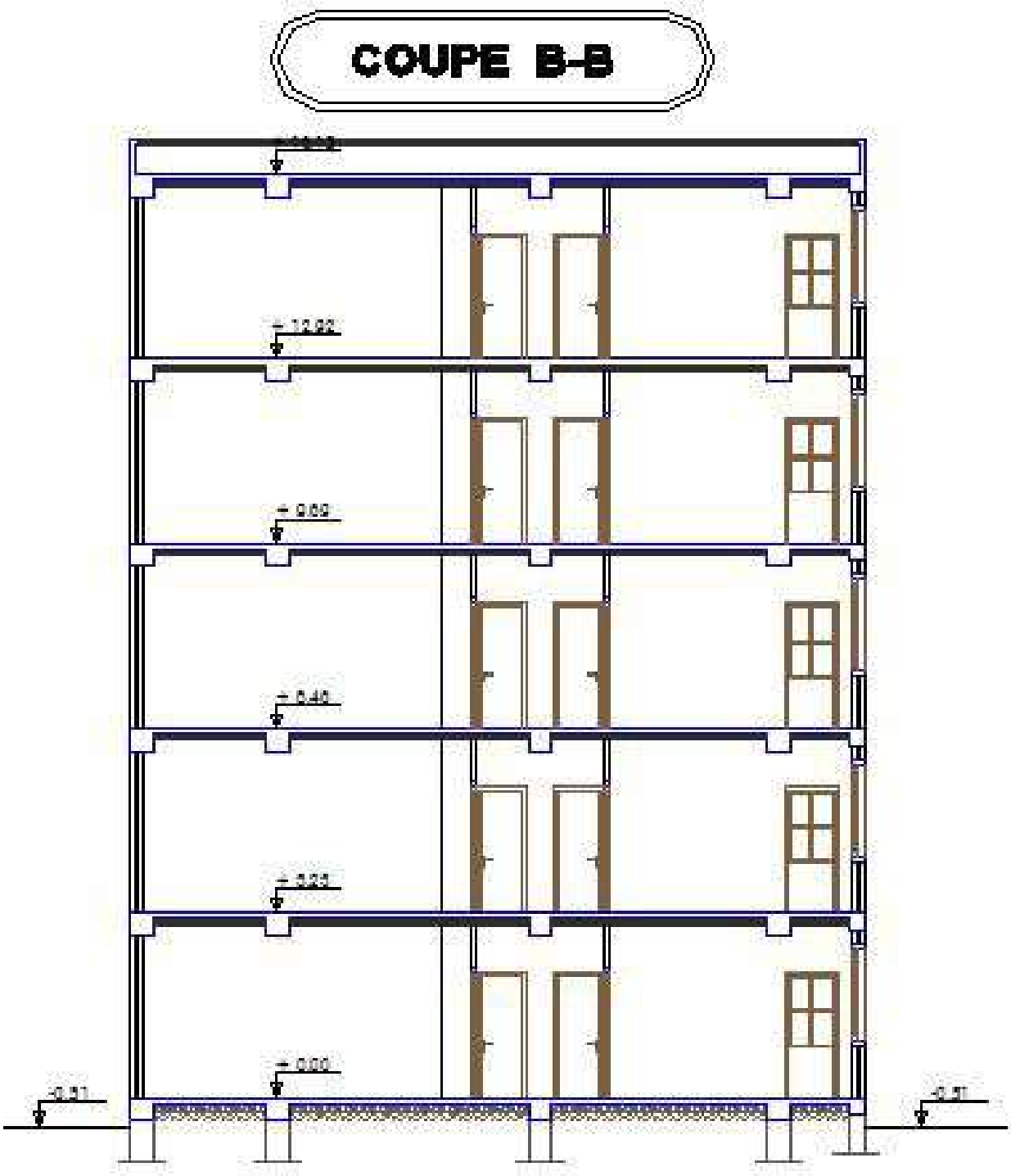
Les aciers :

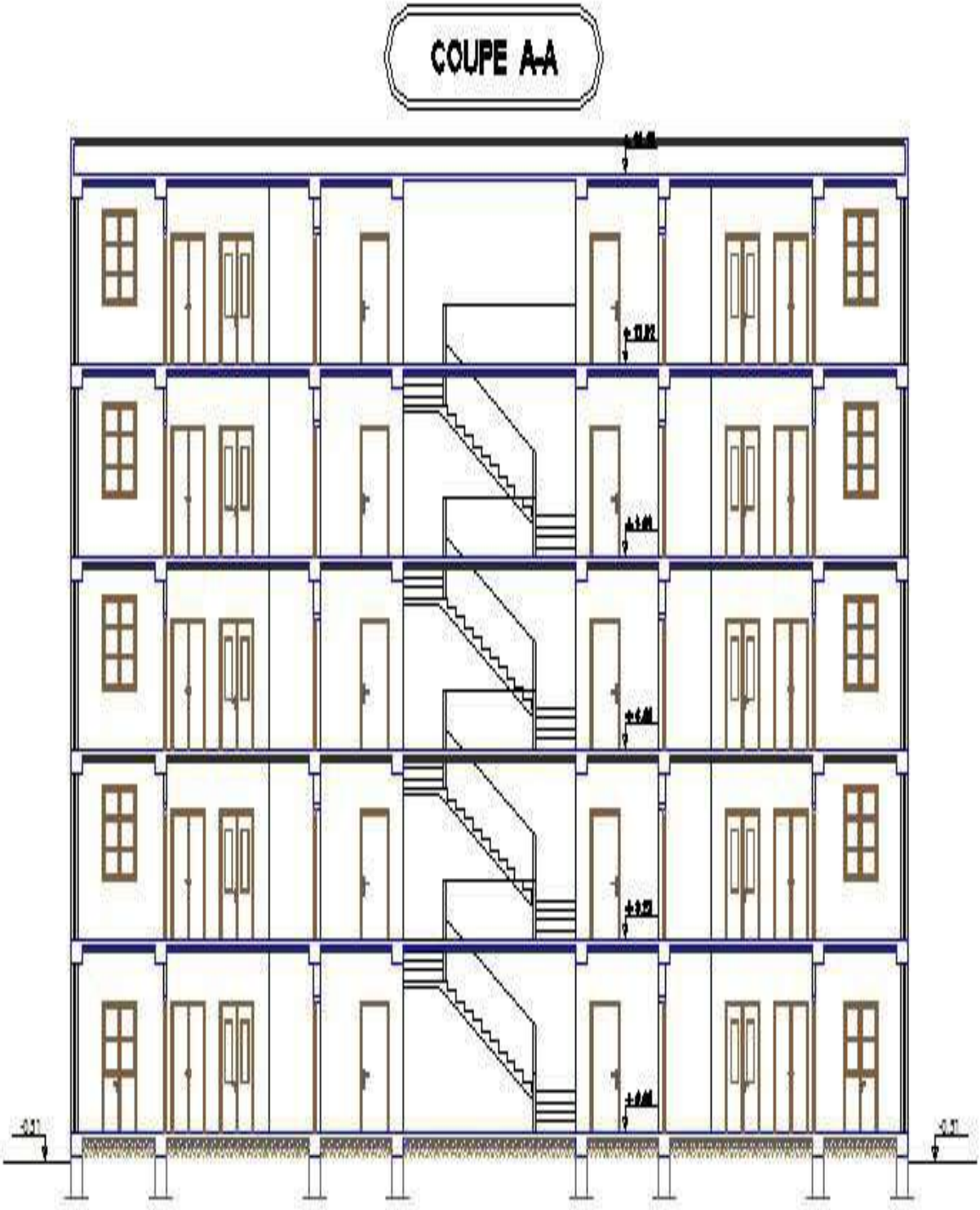
Les différents types d'aciers utilisés sont représentés dans le tableau suivant:

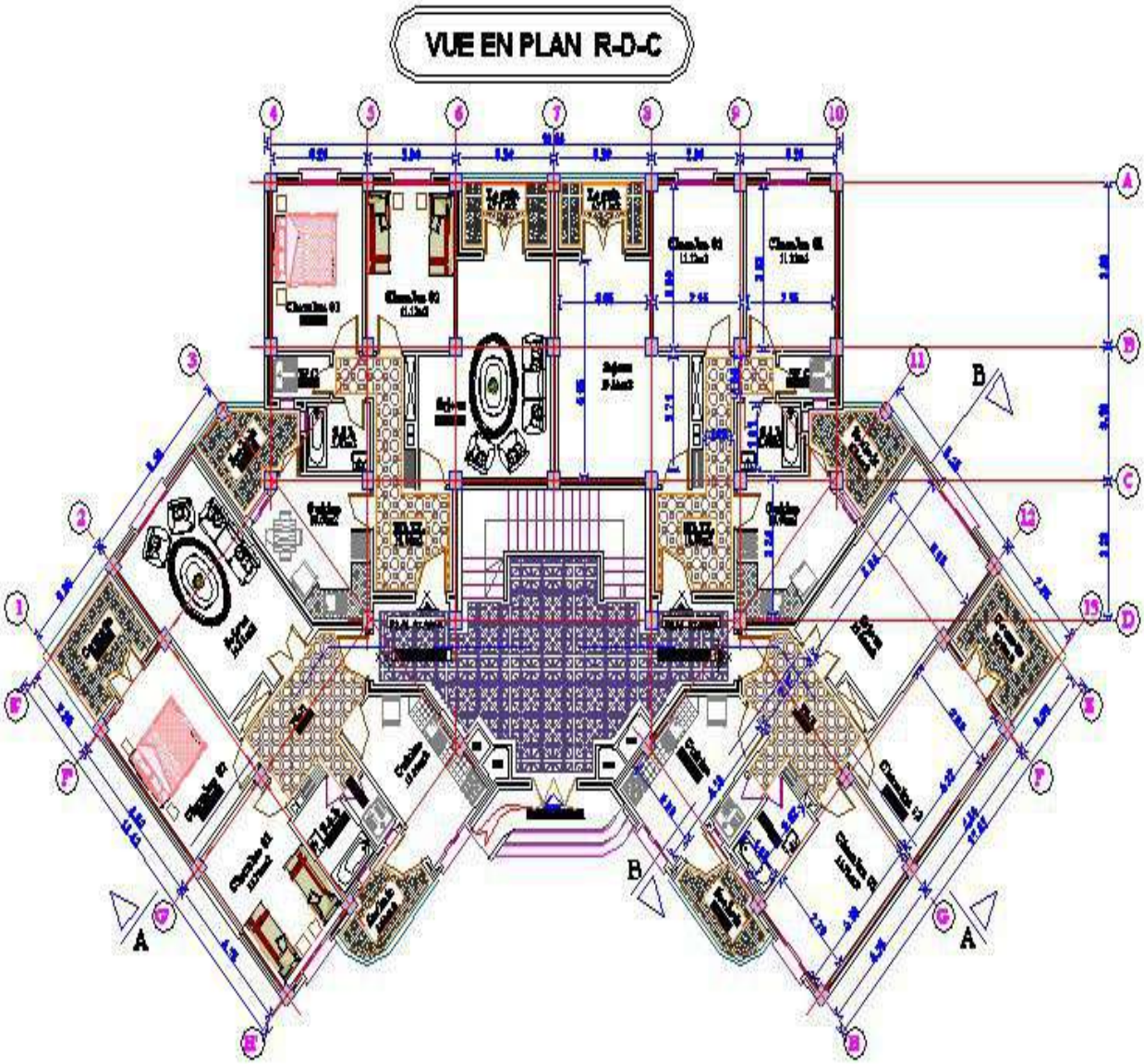
Tableau 1-2 : Les types d'acier utilisés et leurs nuances

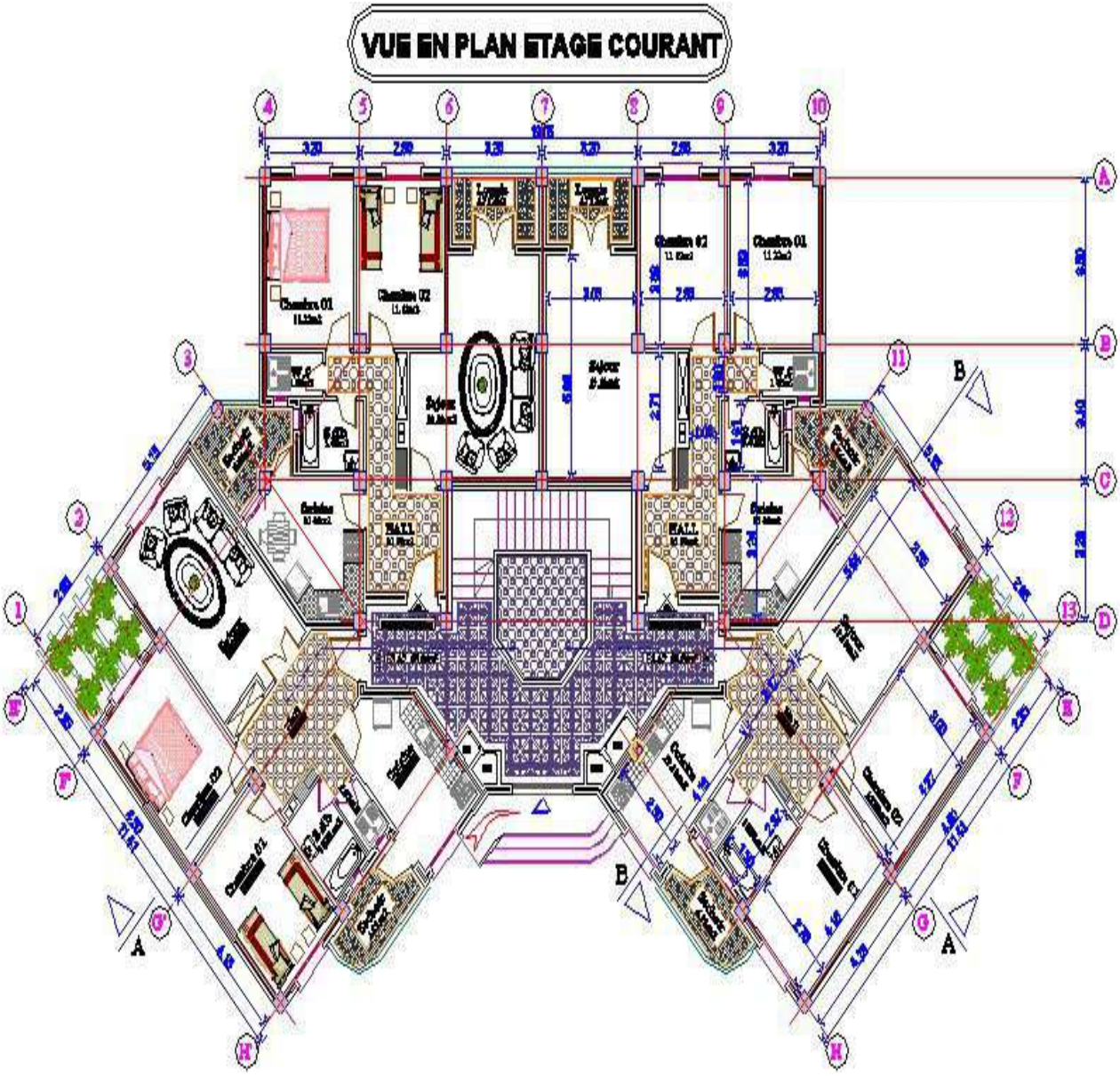
Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE $_{235}$		235

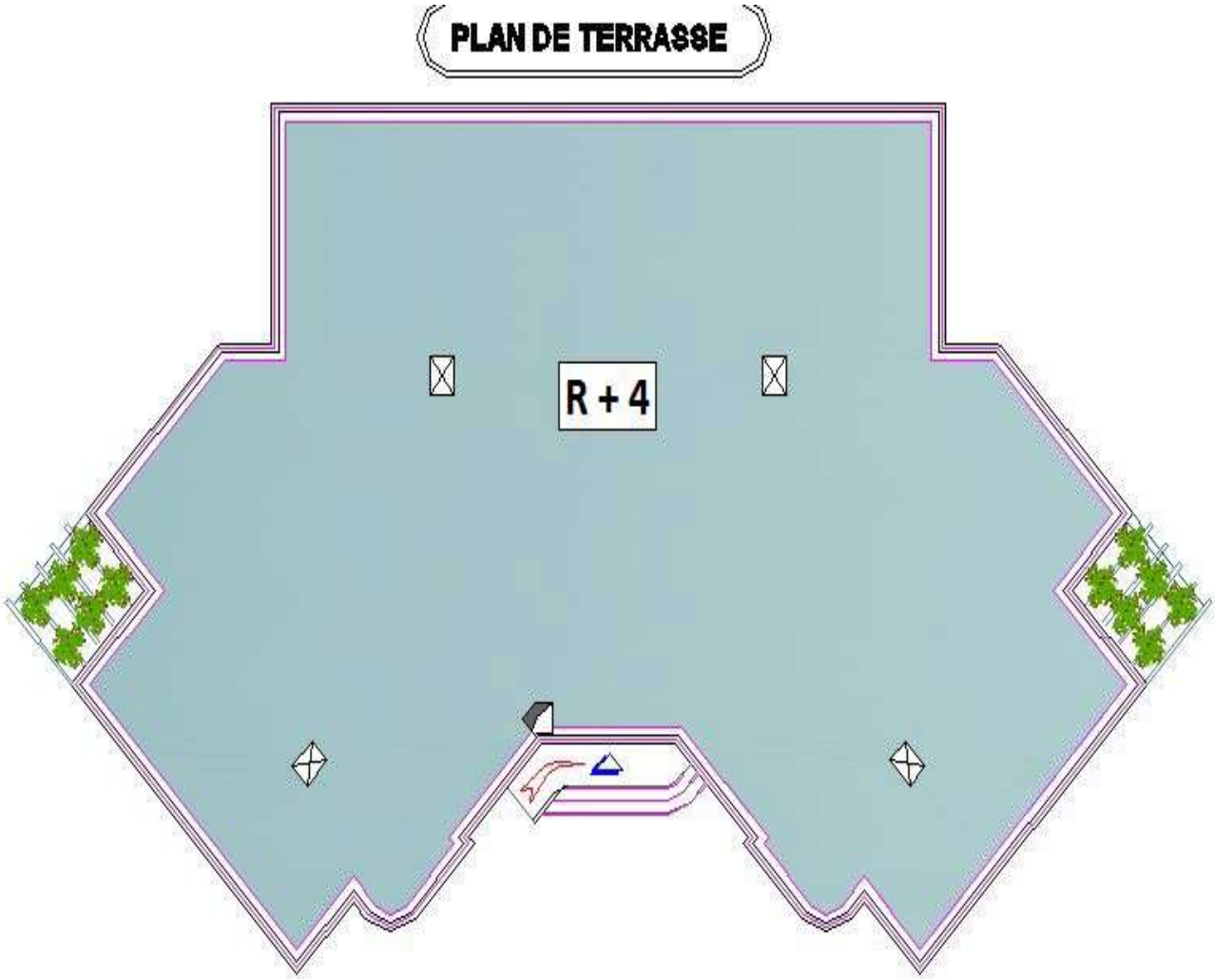
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE_{400}		400
Treillis soudé	Table de compression	TLE_{520}		520


COUPE B-B


COUPE A-A


VUE EN PLAN R-D-C


VUE EN PLAN ETAGE COURANT


PLAN DE TERRASSE
R + 4

II-Pré dimensionnement :

La phase de pré dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution. Elle a pour but de justifier la solution d'avant projet.

II.1- Introduction :

Avant de procéder à la descente des charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- ❖ les planchers ;
- ❖ les poutres ;
- ❖ les poteaux et les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment de l'étude dynamique.

II.2-Pré dimensionnement des planchers :

Les planchés sont des aires, généralement horizontales, limitant les étages.

Fonction principale :

- ❖ porter leur poids propre et les surcharges du bâtiment.
- ❖ Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- ❖ participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- ❖ assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.
- ❖

a) **Plancher à corps creux :**

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 4,10 m

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

Figure II-1 : Dimensionnement de plancher corps creux

b) **Dalle pleine :**

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance :**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…. [CBA 93]

Pré dimensionnement des éléments

$(L_x/50) \leq ep \leq (L_x/40)$; L = 5 m → 10 cm $\leq ep \leq$ 20 cm

- **Sécurité contre l'incendie :**

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.
On adopte une épaisseur ep = 15 cm.

II.3- Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations :

II.3.1- Maçonnerie :

II.3.1.a-Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II-1 : Charge permanent du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Total				**1,62**

Figure II-2 : Mur simple cloison

II.3.1.b-Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II-2 : Charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
2	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
3	Brique creuse	0,10	9	0.9
4	Lame d'aire	0,10	-	-
5	Brique creuse	0,10	9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
			Total	**2,52**

Figure II-3 : Mur double cloison

II.3.2- dalle pleine terrasse :

II.3.2.a-charges permanentes :

Tableau II-3 : Charge permanente de la dalle pleine

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-		0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,2
5	Plaque de liège	0.04	0.75	0,03
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	-		0,01
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
		Total		**7,14**

II.3.2.b-Surcharges d'exploitation :

Q = 1 KN/m²

Q(Balcon)= 3.5 KN/m²

II.3.3 dalle pleine courant :

II.3.3.a-charges permanentes :

Tableau II-4 : Charge permanente de la dalle pleine courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	mur simple cloison	0,1	16.2	1,62
		total		**6 ,95**

II.3.3.b-Surcharges d'exploitation :

Q = 1,5 KN/m²
Q(Balcon) = 3.5 KN/m²

II.4-Les poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

II.4.1 Pré dimensionnement des poutres :

Elles sont pré dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93) à partir de L
L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis comme suit :

Figure II-6 : Dimensionnement de la poutre

Et pour la zone IIb (zone moyenne sismicité), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions imposées par le RPA.99 version 2003 -Art 7.5.1 :

II.4.1.a-Les poutres principales :

L_{max} = 4,75m → 31,66 cm ≤h ≤47.5 cm on adopte h = 40 cm.

0.3 . 40 =12 ≤b≤ 0.7 . 40 =28
12 cm ≤b ≤28 cm on adopte b = 30cm.

II.4.1.b-Les poutres secondaires :

L_{max} = 4,10 m → 27,33 cm ≤h ≤41 cm on adopte h = 35 cm.
0.3 . 35 = 10,5 cm ≤b ≤0.7 . 35 = 24,5 cm on adopte b = 30 cm.
Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, nous choisirons ces sections.

II.5- Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut dimensionner les poteaux, en utilisent un calcul basé sur la descente des charges permanents et d'exploitation à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q)

II.5.1-Étapes de pré dimensionnement:

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003(Art 7.4.1)

Pour les poteaux rectangulaires :

- **pour les poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :**

Avec A : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul ;
Br : Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie ;
α: coefficient
Pour $\lambda \leq 50$

$L_f = 0,7 . L_0$ qui est la longueur de flambement

Figure II-7 : Dimensionnement de poteau (Section rectangulaire)

II.5.2-Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau on peut modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

On choisit une section de (35x35)
Pour le 3eme, 4eme étage
et une section de (40x40) cm^2,
Pour le 1er ,2eme étage et le RDC.

Figure II-8: représentation du poteau le plus sollicité

II.5.3-Loi de dégression :

Pour déterminer les surcharges d'exploitation, on adopte la loi de dégression suivantes :
Les surcharges des planchers sont différentes :

- plancher terrasse $Q_0 = 1$
- plancher 3eme étage $Q_0+Q_1 = 2,5$
- plancher 2eme étage $Q_0+0,95(Q_1+Q_2) = 3,85$
- plancher 1er étage $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3) = 5,05$
- plancher du RDC $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 6,10$

NB : Les charges G sont calculées sur le panneau de dalle, les poutres principales et secondaires ainsi que le poteau revenant à l'étage. Les charges d'exploitations sont réparties sur la surface revenant au poteau le plus sollicité

Tableau II-5 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

BLOC													
NIVEAU	aire de panneau de dalle (m^2)	Element	Dimensions (m)			charge unitaire (KN/m^2)	charge de l'étage (KN)	Charge cumulée (KN)	l'effort normal Nu (KN)	1,1Nu			
			h	b	L	G	Q	G	Q	G	Q		
4	15,05	Planche	*	*	*	6,19	1	93,17	17,47				
		poutre P	0,40	0,30	4,55			10,92					
		poutre S	0,35	0,30	4,65			10,3					
		Poteau	0,35	0,35	4,08			9,89					
		totale						124.288	17,47	124,288	17,473	**194**	**213,4**
3	15,05	planche	*	*	*	6	1,5	90,318	26,209				
		poutre P	0,40	0,30	4,55			10,92					
		poutre S	0,35	0,30	4,65			10,3					
		poteau	0,35	0,35	4,08			9,89					

		totale						121,428	26,209	245.716	43,682	**397,233**	**436,95**
2	15,05	planche	*	*	*	6	1,5	90,318	26,209				
		poutre P	0,40	0,30	4,6			10,92					
		poutre S	0,35	0,30	4,65			10,3					
		poteau	0,40	0,40	4,08			12,92					
		totale						124.458	26,209	370,174	58,970	**588,185**	**647**
1	15,05	planche	*	*	*	6	1,5	90,318	26,209				
		poutre P	0,40	0,30	4,5			10,92					
		poutre S	0,35	0,30	4,6			10,3					
		poteau	0,40	0,40	4,08			12,92					
		totale						124.458	26,209	494,632	80,374	**788,311**	**867,14**
RDC	15,05	planche	*	*	*	6	1,5	90,318	26,209				
		poutre P	0,40	0,30	4,5			10,92					
		poutre S	0,35	0,30	4,6			10,3					
		poteau	0,40	0,40	4,08			12,92					
		totale						124,458	26,209	619,09	99,158	**984,5**	**1082,95**

Tableau II-6: Détermination de la section du poteau de chaque niveau du bloc A

Niveau	**hxb (cm^2)**	**h (cm)**	**b (cm)**	**A (cm^2)**	**Br (cm^2)**	**L (m)**	**L f (m)**	**λ**	**α**	**1.1Nu (KN**	**(KN)**	$1.1N_u \leq$ **(KN)**	
4	35X35	35	35	1225	1089	3.23	2,26	22,26	0,927	213.4	1535,05	ok	

3	35X35	35	35	1225	1089	3.23	2,26	22,26	0,927	436.95	1535,05	ok	
2	40X40	40	40	1600	1444	3.23	2,26	20,54	0,912	647	2001,75	ok	
1	40X40	40	40	1600	1444	3.23	2,26	20,54	0,912	867.14	2001,75	ok	
RDC	40x40	40	40	1600	1444	3.23	2,26	20,54	0,912	1082.95	2001,75	ok	

Tableau II-7: Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003

vérification du RPA	BLOC A			
	poteau (35x35)	poteau (40x40)		
Min (b1*h1) ≥25 cm	35	40	CV	
Min (b1*h1) ≥ he/20	35	40	CV	
1/4<b1/h1<4	1	1	CV	

toutes les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA 99 version 2003

Remarque :

1) La transmission des moments dans les nœuds s'effectue théoriquement en fonction des inerties des barres concourant au nœud ou plus exactement des raideurs des barres.
2) les dimensions à respecter par les poutres : RPA.99 version 2003 [Art 7.5.1] :

Figure II-10: ***les poutres principales*** **Figure II-9:** ***Les poutres secondaires***

II.6- Pré dimensionnement des voiles :

Définition :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥4 a.

L'RPA.99 version 2003 [Art 7.7.1] exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e = 3.23m et des conditions de rigidité aux extrémités

Donc :

En adopte : a =17 cm

Figure II-11 : coupe de voile en plan

Figure II-12 : coupe de voile en élévation

V.1-Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence du CBA93 et RPA.99 version 2003.

❖ ***combinaisons :***

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

❖ E.L.U :1,35G +1,5Q
❖ E.L.S G + Q

b. les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :

❖ G +Q ± E
❖ 0,8 G ± E

Avec :
G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.
E : charges sismiques.

V.2-Ferraillage des poutres :

V.2.1-Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

La méthode de calcul est donnée sous forme d'un organigramme :
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

❖ **situation durable :**

Béton : =1,5 ; = 25 Mpa ; =14,2Mpa .
Acier : =1,15 ; Fe E 400 .

❖ **situation accidentelle** :

Béton : = 1, 15 ; =25 Mpa ; =18,48 Mpa .
Acier : =1,00 ; FeE 400.

V.2.2-Recommandation du RPA99 :

❖ **Armatures longitudinales** : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
❖ 4% en Zone courante.
❖ 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques.
Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui :
La longueur minimale de recouvrement est de 40 en Zone II_b.

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. S_t .b.

Avec : b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

*St ≤h/2 en Zone courante.

*St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales :

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	Situation	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A min CBA (cm^2)	A min RPA (cm^2)	A choisi (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	30x40	Travée	62.86	DUR	0	5,10	1,20	6.00	**6HA12 =6.79**
			Appui	91.10	DUR	0	7,60	1,20	6.00	**3HA12 +3HA 4=8.01**
	RDC,1 2,3 et 4	30x40	Travée	40.30	DUR	0	3.40	1,20	6.00	**6HA12 =6.79**
			Appui	64.26	DUR	0	5.20	1,20	6.00	**6HA12 =6.79**
Rive	Terrasse	30x40	Travée	12.05	DUR	0	1.20	1,20	6.00	**6HA12 =6.79**
			Appui	26.34	DUR	0	2.10	1,20	6.00	**6HA12 =6.79**
	RDC, 1 2,3 et 4	30x40	Travée	18.38	DUR	0	1.40	1,20	6.00	**6HA12 =6.79**
			Appui	28.04	DUR	0	2.20	1,20	6.00	**6HA12 =6.79**

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire :

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	Situation	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A min CBA (cm^2)	A min RPA (cm^2)	A choisies (cm^2)
Intermédiaire	terrasse	30x35	travée	3.00	ACC	0	1.10	1,05	5.25	**5HA12=5.65**
			appui	20.83	ACC	0	1.60	1,05	5.25	**5HA12=5.65**
	RDC, 1 2,3et4	30x35	travée	1.44	ACC	0	1.10	1,05	5.25	**5HA12=5.65**
			appui	22.31	ACC	0	1.80	1,05	5.25	**5HA12=5.65**
Rive	terrasse	30x35	travée	5.64	ACC	0	1.10	1,05	5.25	**5HA12=5.65**
			appui	27.07	ACC	0	2.10	1,05	5.25	**5HA12=5.65**
	RDC, 1 2,3et4	30x35	travée	5.88	ACC	0	1.1	1,05	5.25	**5HA12=5.65**
			appui	16.60	ACC	0	1.3	1,05	5.25	**5HA12=5.65**

V.2.3-Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M ser :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  = 0,6 fc28
  = 15 MPa .

On doit vérifier que ≤

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

= min (⅔ f_e ; 110) et on doit vérifier que ≤ .

Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres :

	Niveau	Section	Position	Mser (KN.m)	A adopté (cm^2)	σ_b (MPa)		σ_s (MPa)		Observation
In	Terrasse	30x40	Travée	45.64	6.79	07.1		201.0		CV

terméd iaire							0		
			Appui	66.50	8.01	9.80	201.6		CV
	RDC, 1 ,2,3et4	30x40	Travée	30.67	6.79	4.80	135.90		CV
			Appui	44.77	6.79	7.00	198.40		CV
Rive	Terrasse	30x40	Travée	5.54	6.79	0.60	07.00		CV
			Appui	19.19	6.79	03.00	85.00		CV
	RDC,1 ,2,3et4	30x40	Travée	14.37	6.79	1.60	18.20		CV
			Appui	19.22	6.79	3.00	85.20		CV

Tableau V-4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires :

	Niveau	Section	Position	Mser (KN.m)	A adopté (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	Observation
Intermédiaire	Terrasse	30X35	Travée	1.71	5.65	0.20	2.30	CV
			Appui	16.23	5.65	1.80	21.40	CV
	RDC, 1 , 2,3et4	30X35	Travée	2.02	5.65	0.20	2.70	CV
			Appui	15.67	5.65	1.80	20.60	CV
Rive	Terrasse	30X35	Travée	4.37	5.65	0.50	5.80	CV
			Appui	9.20	5.65	1.00	12.10	CV
	RDC,1 ,2,3et4	30X35	Travée	4.36	5.65	0.50	5.70	CV
			Appui	8.86	5.65	1.00	11.70	CV

V.2.4-Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable
On à donc : avec: f_{c28} = 2.5 MPa
D'où (situation durable).
(Situation accidentelle).
Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on a :
, avec: f_{c28} = 2.5 MPa

- ✓ (Situation durable).
- ✓ (Situation accidentelle).

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :
T_u: effort tranchant
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : **Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales :**

Niveau	Section	Vu (KN)	Situation	τ_u (Mpa)	(Mpa)	Vérification	
Intermédiaire	Terrasse	30x40	123.00	DUR	1.09	3,3	CV
	RDC,1,2,3et4	30x40	92.16	DUR	0.82	3,3	CV
Rive	Terrasse	30x40	40.46	DUR	0.36	3,3	CV
	RDC,1,2,3et4	30x40	42.13	DUR	0.37	3,3	CV

Tableau V-6: **Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires :**

Niveau	Section	Vu (KN)	Situation	τ_u (Mpa)	(Mpa)	Vérification	
Intermédiaire	terrasse	30X35	20.00	ACC	0.20	4,34	CV
	RDC,1,2,3et 4	30X35	21.31	ACC	0.22	4,34	CV
Rive	terrasse	30X35	22.87	ACC	0.23	4,34	CV
	RDC,1,2,3et 4	30X35	22.66	ACC	0.23	4,34	CV

V.2.5- Calcul des armatures transversales ***:***

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

Zone nodale

Zone courante

D'après CBA 93 :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-7: Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires :

CBA 93	RPA 99	St adopte (cm)								
Section	τ_u (Mpa)	st (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)	nombre des barres
35x40	1,09	38	2,01	12,5	16,23	1,31	10	15	2,01	4Φ8
30X35	0,23	37	2,01	11,25	15,40	1,18	10	15	2,01	4Φ8

V.2.6-Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1.
2.
3.

Avec : $M_t = K.M_0$ $(0.75 \leq K \leq 0.85)$

Ou K : est un coefficient rédacteur, on prend K = 0.80

Tableau V-8: Vérification de la flèche des poutres :

	Section	L (m)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe	Vérification
Poutre principale	30x40	4,75	0,08	0,06	0,08	0,006	0,012	CV
Poutre secondaire	30x35	3,75	0,09	0,06	0,08	0,006	0,012	CV

V.3- Ferraillage des poteaux

V.3.1- Introduction:

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant "M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- ✓ Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} =$ 25 MPa ; = 14.2 MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; = 348 MPa.
- ✓ Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} =$ 25 MPa ; = 18.48 MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; = 400 MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants:

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2- Etat limite ultime de stabilité de forme:

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " tel que:

Avec :

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

: Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

: Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

: Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

: Longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

: Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.3- Recommandations des règlements:

- ✓ **Selon le RAP 99 version 2003:**
  - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
  - Leur pourcentage est limité par:

    (Zone courante).

    (Zone de recouvrement).

  - Le diamètre minium est de 12mm.
  - La langueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II
  - La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II
- ✓ **Selon le CBA 93:**

V.3.4- Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V-: Effort et sections d'acier adoptées :

Niveau	Section (cm^2)	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)		A_{min} (cm^2)	A choisie (cm^2)
RDC	40x40	1	1216.99	2.86	0.63	2.00	1.2	12.80	12.80	**4HA16 + 4HA14 = 14.20**
		2	326.10	19.02	0.67	2.00	1.2			
		3	154.53	8.31	4.32	2.00	1.2			
1	40x40	1	917.35	7.50	1.78	2.00	1.2			
		2	197.99	37.58	1.90	2.6	0.6			
		3	86.87	9.54	0.66	2.00	1.2			
2	40x40	1	704.56	10.32	1.04	2.00	1.2			
		2	163.27	37.09	1.21	2.9	0.3			
		3	75.27	11.77	2.81	2.00	1.2			
3	35x35	1	493.24	8.71	0.28	1.80	1.10	09.80	09.80	**4HA14 + 4HA12 = 10.68**
		2	84.24	27.56	0.36	2.70	0.1			
		3	24.78	9.07	1.00	2.50	0.30			
4	35x35	1	278.88	12.76	0.05	1.80	1.10			
		2	39.53	36.30	0.02	2.70	0.10			
		3	12.19	12.14	0.27	2.60	0.20			

V-3-5- Vérification des contraintes à l'E.L.S:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par:

La fissuration est considérée:

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

  Pas de vérification à faire.

- ✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

Tableau V-10 : Détermination des contraintes de l'acier et du béton :

Niveau	Section (cm^2)	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)		$б_b$	$б_s$	VER
RDC	40x40	1	894.85	-7.72	5.84	5.56	5.56	5.8	82.6	OK
		2	334.07	10.30	0.26	5.56	5.56	2.60	35.60	OK
		3	113.50	0.97	0.67	5.56	5.56	0.70	10.40	OK
1	40x40	1	674.56	-22.17	13.26	5.56	5.56	3.60	83.60	OK
		2	222.20	25.51	-0.21	5.56	5.56	3.30	41.50	OK
		3	63.90	1.41	7.98	5.56	5.56	1.20	14.00	OK
2	40x40	1	517.80	-17.61	6.39	5.56	5.56	4.60	61.50	OK
		2	291.48	16.68	3.41	5.56	5.56	3.10	41.30	OK
		3	55.27	0.55	-0.55	5.56	5.56	0.40	5.30	OK
3	35x35	1	362.14	-13.54	5.38	4.21	4.21	4.70	61.10	OK
		2	234.07	13.26	2.44	4.21	4.21	3.50	43.90	OK
		3	18.19	0.15	0.25	4.21	4.21	0.20	2.40	OK
4	35x35	1	204.28	-17.09	3.32	4.21	4.21	4.00	48.20	OK
		2	186.19	20.69	2.56	4.21	4.21	4.50	52.10	OK
		3	-12.19	0.44	0.35	4.21	4.21	0.20	2.20	OK

V.3.6- Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant :

🕐 **Justification de la contrainte du cisaillement :**

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, il est donné par :

✓ Selon le RPA99 La contrainte de cisaillement dans le béton a la valeur suivante :

Avec
λ=:Elancement mécanique
: Rayon de giration
L_f : Langueur de flambement
A : Section du poteau
I : Moment d'inertie du poteau.

✓ Selon le CBA 93 la contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est peu nuisible :

Si la fissuration est préjudiciable :

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-11 : Vérification des contraintes de cisaillements

Niveau	Section	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ	Situation	(MPa)	(MPa)	Observat
RDC, 1 et 2	40x40	126 ,37	0,84	19,15	0,075	ACC	1,875	3,26	CV
3 et 4	35x35	97,50	1,18	25,55	0,075	ACC	1,875	3,26	CV

V.3.7-Armatures transversales:

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

T_u : l'effort tranchant de calcul .

h_l : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales

: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :
= 2.5 si $\lambda \geq 5$
= 3.75 si $\lambda \leq 5$
La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

Tableau V-12 : Choix des armatures est leur espacement :

Niveau	Section	Tu (KN)	t (cm)	λ	Zone	t (cm)	At (calcul) (cm^2)	At min (cm^2)	At choisie
RDC et 1	40x40	126.37	15	19,15	ZN	10	1,97	1,5	4Φ8
					ZC	15	2 ,96	1,80	4Φ8
2,3 et 4	35x35	97.50	15	25,55	ZN	10	1,74	1,20	4Φ8
					ZC	15	2,61	1,44	4Φ8

- **Ferraillage des poutres principales :**

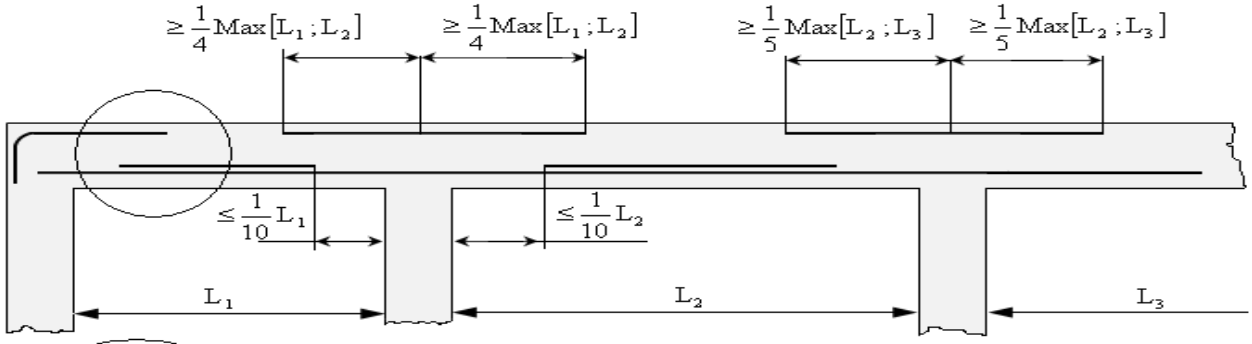
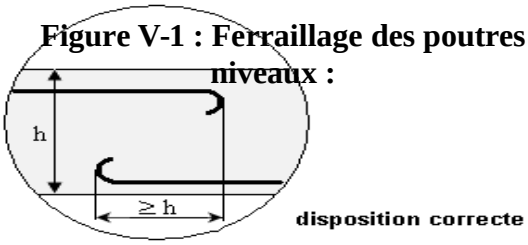


Figure V-1 : Ferraillage des poutres secondaire de rive et intermédiaire dans tous les niveaux :



Rè

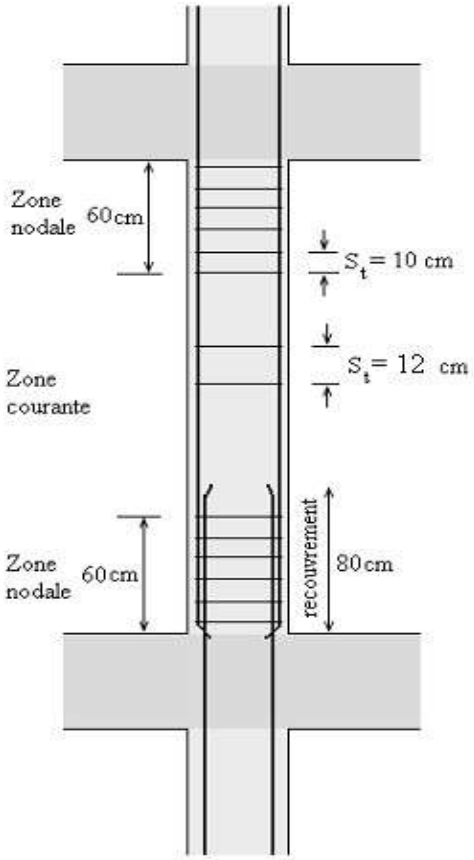


Figure V-2 : Disposition des armatures pour les poteaux

V.2.3. Ferraillage des voiles

V.2.3.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissants.

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures

a. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

b. Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.2.3.3. Méthode de calcul [6]

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N)**.**

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie:

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

(force de traction)

(la longueur tendue)

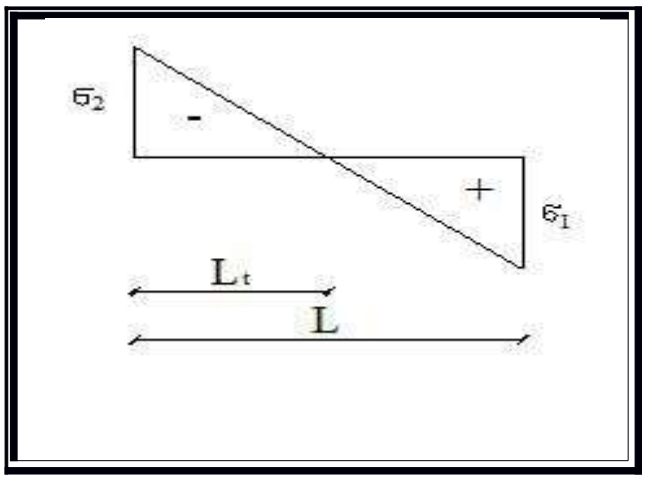


Figure V-3: Diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

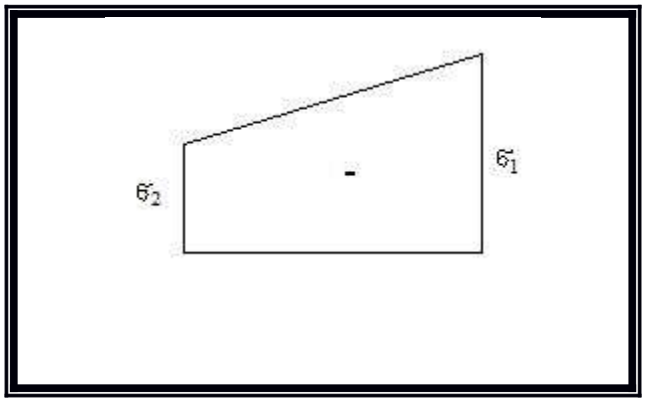


Figure V-4 : Diagramme des contraintes (SET)

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

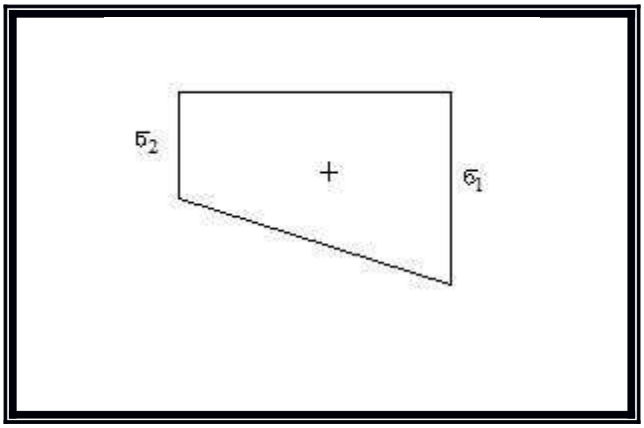


Figure V-5 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.2.3.3.1. Recommandations réglementaires

a. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

- **<u>Selon le CBA 93:</u>**

🕐

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

🕐 Condition de non fragilité

- **Selon le RPA 99(V2003)**

dans la section tendue du voile.

dans la section globale du voile.

dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ : diamètre vertical.

b. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal:

Espacement des armatures horizontales:

: Fissuration peu nuisible.

: Fissuration Préjudiciable.

- ✓ : contrainte de cisaillement.
- ✓ : contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

c. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elle sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.2.3.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

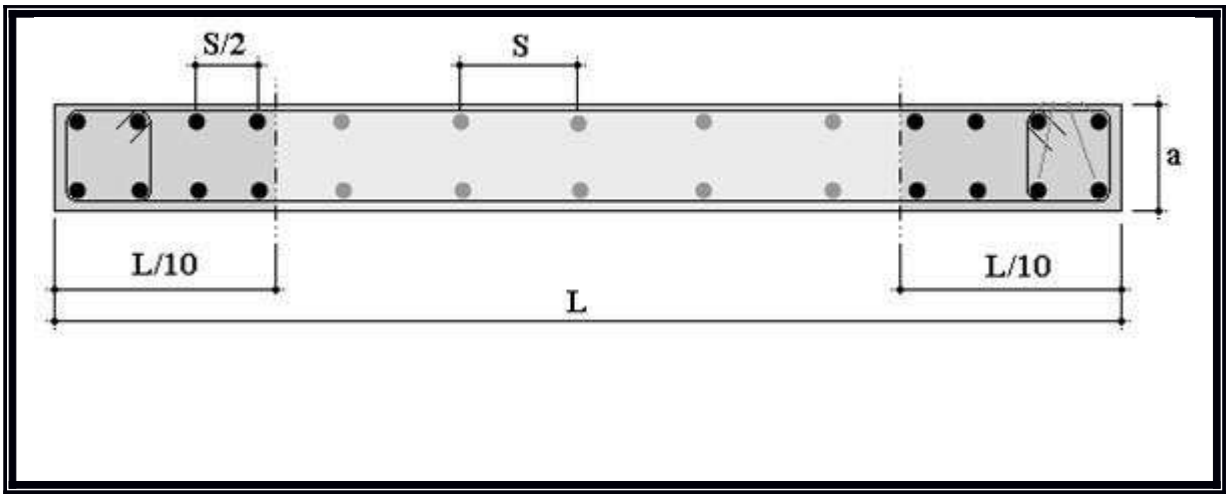


Figure V-6 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.2.3.4. les voile plein

a.les armateur verticale

- **Détermination des armatures de résistance**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : calcul des armateurs verticaux

	niveau	voile	S	N	M	sit	type				S_v	choix
(x)	RDC…2	V_1	15x280	435.18	422.90	acc	S.P.C	11.80	6.3	4.20	15	**2X(18HA12)**
	3 et 4	V_1	15x285	180.33	213.60	acc	S.P.C	12.00	6.41	4.27	15	**2X(18HA12)**
(Y)	RDC…2	V_2	15x340	466.06	1455.35	acc	S.P.C	14.20	7.65	5.10	15	**2x(22HA12)**
		V_3	15x195	416.22	325.19	acc	S.P.C	8.40	4.38	2.92	15	**2x(12HA12)**
		V_4	15x375	460.05	1265.65	acc	S.P.C	15.60	8.44	5.62	15	**2x(24HA12)**
	3 et 4	V_2	15x345	242.12	500.10	acc	S.P.C	14.40	7.76	5.17	15	**2x(22HA12)**
		V_3	15x200	165.32	188.60	acc	S.P.C	8.60	4.5	3.00	15	**2x(12HA12)**
		V_4	15x380	239.12	436.14	acc	S.P.C	15.80	8.55	5.70	15	**2x(24HA12)**

- **Vérification à E.L.S**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-14 : vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	sit				Vérification
(x)	RDC…2	V_1	15x280	1721.69	23.40	G+Q	20.36	0.20	3.00	**ok**
	3 et 4	V_1	15x285	554.90	46.71	G+Q	20.36	0.20	2.90	**ok**
(Y)	RDC…2	V_2	15x340	1086.33	197.80	G+Q	24.88	0.50	7.50	**ok**
		V_3	15x195	1233.22	19.14	G+Q	13.57	0.30	3.90	**ok**
		V_4	15x375	1210.50	215.36	G+Q	27.14	0.50	6.80	**ok**
	3 et 4	V_2	15x345	396.54	75.10	G+Q	24.88	0.20	2.90	**ok**
		V_3	15x200	412.01	33.20	G+Q	13.57	0.30	4.20	**ok**
		V_4	15x380	420.88	98.12	G+Q	27.14	0.20	3.20	**ok**

c. Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V-15 : calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u			vér		S_h		choix
(x)	RDC…2	V_1	15	283	57.85	4.15	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**
	3 et 4	V_1	15	283	17.10	1.31	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**
(Y)	RDC…2	V_2	15	283	14.95	2.14	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**
		V_3	15	283	45.26	4.27	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**
		V_4	15	283	20.01	2.17	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**
	3 et 4	V_2	15	283	10.33	0.77	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**
		V_3	15	283	15.32	1.40	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**

		V_4	15	283	16.00	0.74	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**

c. **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau V-16 : diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

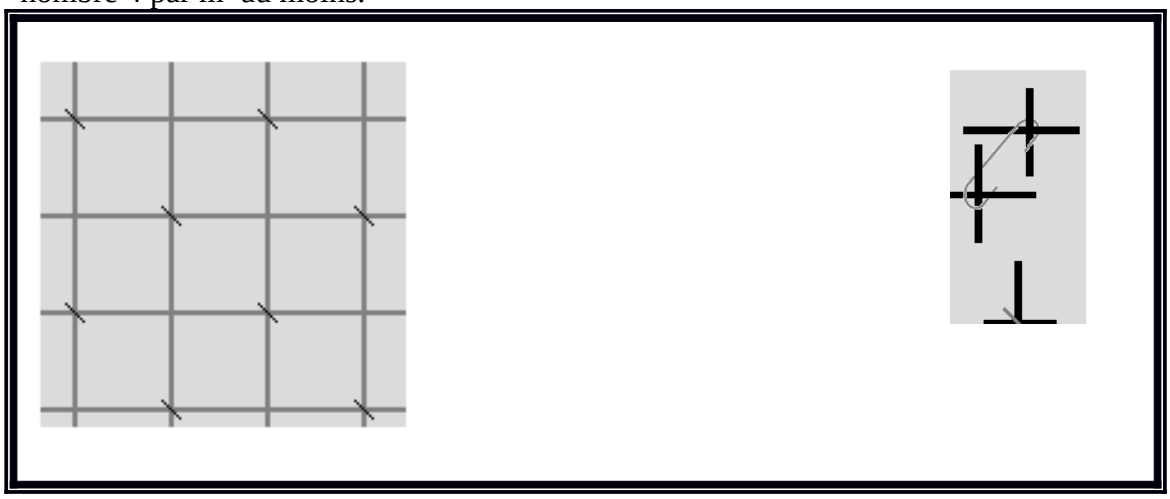


Figure V-7 : disposition des armateurs transversaux (épingles)

V.2.3.4. les voile avec ouverture

a.les trumeaux

- **Las armateurs verticaux**

Tableau V-17 : calcul des armateurs verticaux

	niveau	voile	S	N	M	sit	type				S_v	choix
(x)	RDC…2	V_1	15x100	455.53	58.05	acc	S.P.C	4.60	2.25	1.50	15	**2X(6HA12)**
	3 et 4	V_1	15x102.5	184.16	35.24	acc	S.P.C	4.60	2.30	1.53	15	**2X(6HA12)**

- **Las armateurs horizontaux**

Tableau V-18 : calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u			vér		S_h		choix
(x)	RDC…2	V_1	15	283	68.71	1.13	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**
	3 et 4	V_1	15	283	41.45	0.46	5	cv	10	20	6.36	**2x(14HA10)**

b.les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires**

- **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 99**

✓ Contrainte limite de cisaillement: [3]

Ou: avec = 1.4

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

- ✓ Ferraillage: on devra disposer:
  - Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
  - Des aciers transversaux: A_t
  - Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\leq$0.06)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

avec **[3]**

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

1 (linteau longe)

1 (linteau court)

a. linteau long (□□>1)

On à: **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court (□□<1)

On doit avoir: **[3]**

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

avec

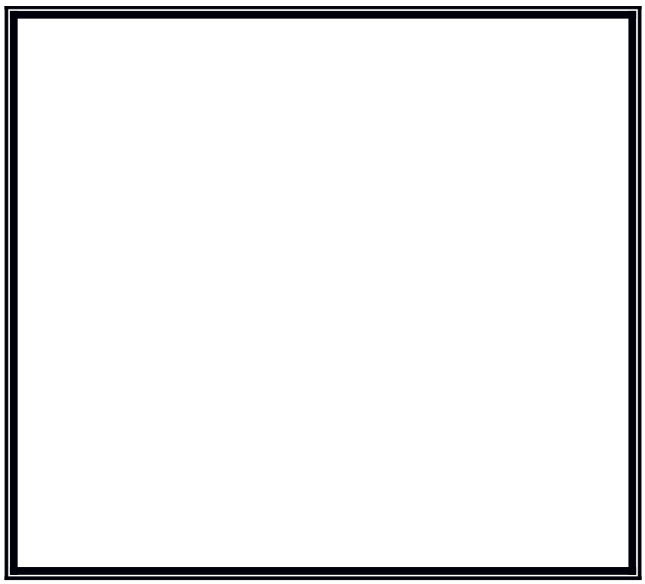


Figure V-9 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

2. Deuxième cas (> 0.06)

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

avec: **[3]**

$V = V_u$ (sans majoration)



Figure V-10 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

-
-
- si

si

- si

si

- **Calcule de ferraillage**

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

- **Les armateurs longitudinaux**

Tableau V-19 : Calcul de l'armature longitudinale :

niveau	S (cm²)	M (KN.m)	V_U									
RDC …2	15x200	111.42	304.77	1.44	oui	-	0.14	6.00	4.50	-	**2* (3HA12)**	**2* (3HA12)**
3 et 4	15x200	61.91	128.93	0.44	oui	-	0.08	6.15	4.61	-	**2* (3HA12)**	**2* (3HA12)**

- **Les armateurs transversaux**

Tableau V-20 : Calcul de l'armature transversal

niveau	S			T (KN)			
RDC	15x200	0.6	Oui	304.77	2.17	4.50	**8HA10**
Etages	15x200	0.6	Oui	128.93	0.46	4.61	**8HA10**

IV. Etude sismique :

IV.1. Introduction

Le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.
Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

Son principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante : X_G

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion

C'est le centre de rigidité de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.
NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.
Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : ;
  - pour les voiles pleins : ;
  - pour les voiles avec ouvertures : **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

(Coefficient des monolithismes des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

: Voile à une seule file d'ouverture.

: Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

Si $\xi = 0$.

Avec: si $0 < \xi < 1$.

Remarque:

si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

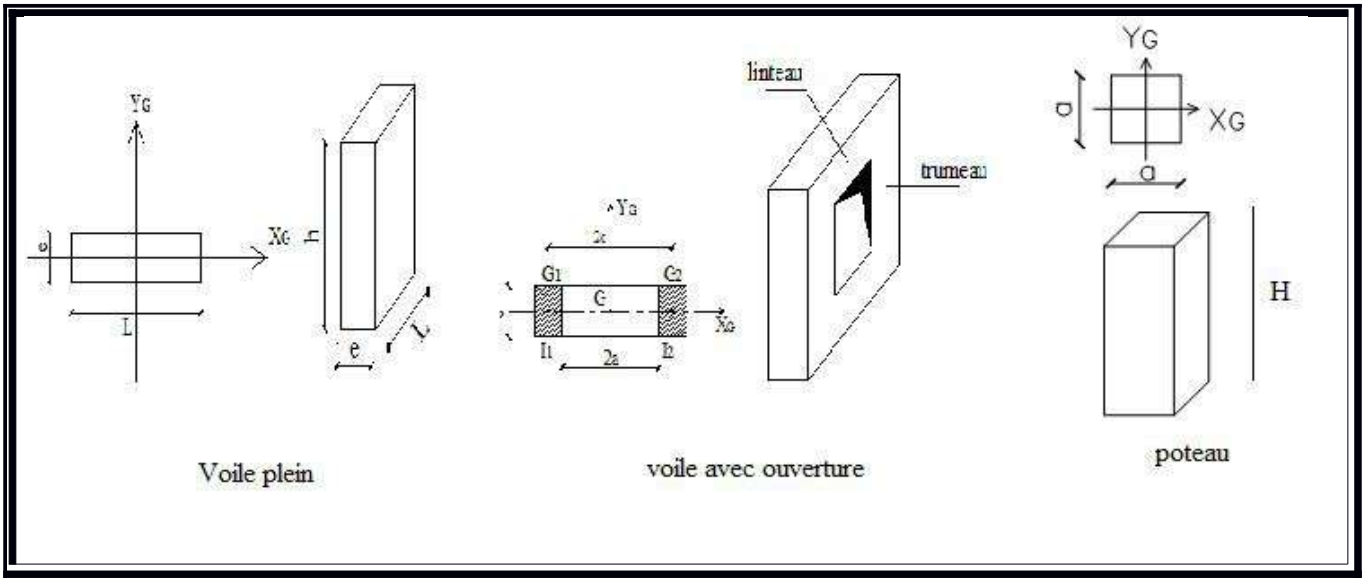


Figure IV-1 : Inerties des voiles et des poteaux

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) [2]

C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion suivant les deux axes

L'excentricité statique est donnée par:

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [2]

Etude sismique

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$E_x = 0{,}05 . L_x$$
$$E_y = 0{,}05 . L_y$$

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

IV.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.
Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul existant (SAP2000V15)

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituants le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

*Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
* Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
* Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
* Les voiles sont modélisés par des éléments « AREA » maillées.
*Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.2. Modélisation de la masse

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et leurs surcharges d'exploitations avec une minoration : $W = G + \beta * Q + \beta_1 * Q_1$

Avec : β=0.2 (usage d'habitation),

A cet effet nous avons modélisé notre ouvrage par deux modèles différents:

✓ Un premier modèle composé seulement d'une ossature auto stable, dans le but de vérifier si les nouvelles prescriptions du " RPA 99 " sont justifiables ou plutôt sévères.

✓ Un deuxième modèle a ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

Les hypothèses de conception des voiles

-La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
-La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

-Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

❖**modèle: Ossature mixte**

Dans ce modèle, afin d'assurer une stabilité supplémentaire de la structure aux forces sismiques latérales. Nous avons introduit des voiles de contreventement, ces derniers sont disposés dans les endroits adéquats, tout en respectent l'aspect architectural adopté et de minimiser la torsion d'axe vertical.

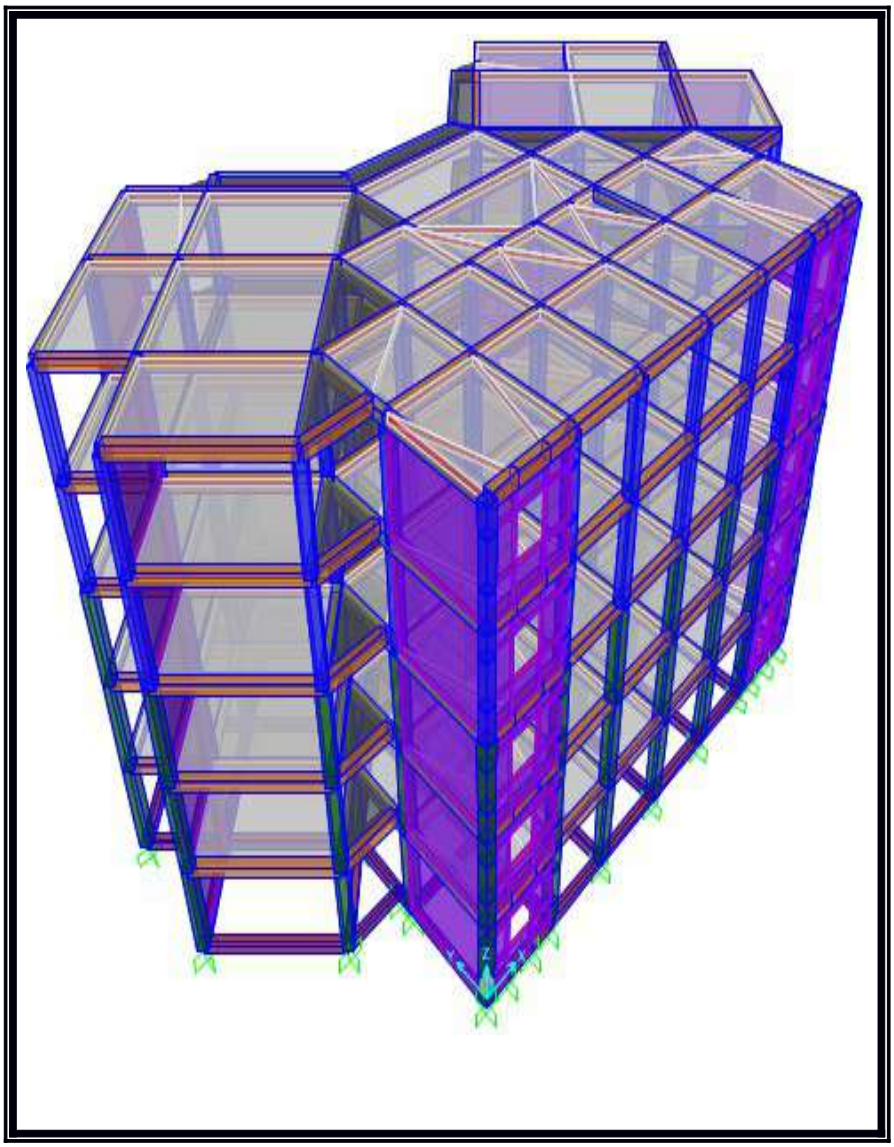


Figure IV-2 : modélisation de la structure a ossature mixte

L'approche adoptée

Après plusieurs approches essayées pour donner à la structure une rigidité sensiblement la même dans les directions longitudinales et transversales et afin de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante où nous avons disposé des voiles de contreventement sans ouvertures et avec ouvertures dont les dimensions sont négligeable devant les dimensions en plan des refends.

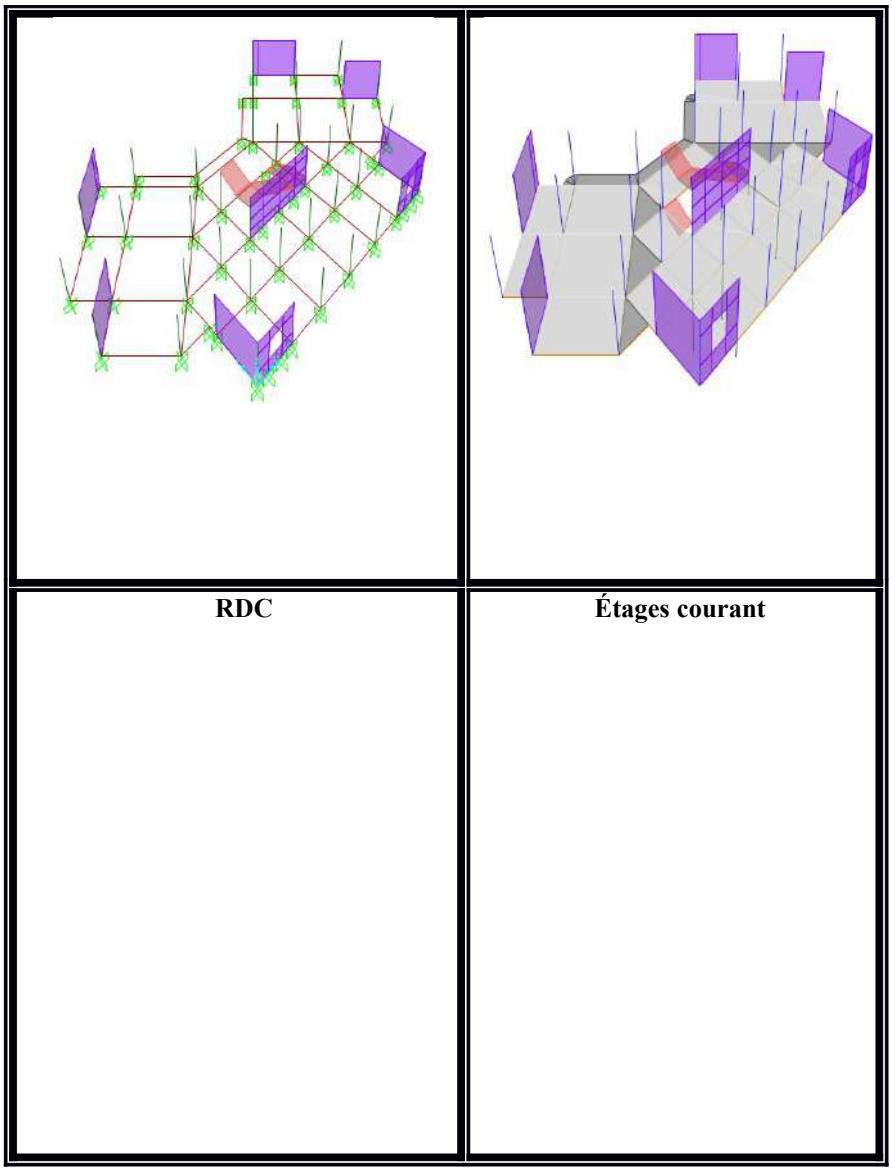


Figure IV-3 : disposition des voiles

Caractéristiques géométriques du modèle

1- **Détermination du centre de masse et centre de torsion**

Les valeurs de centre de masse et centre de torsion sont représentées dans le tableau suivant :

Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV-1 : centre de rigidité & centre de masse

Niveau	Inertie et	Masse et centre de Masse						
Diaphragme	Niveau	Σ Ix	Σ Iy	XR	YR	Masse	XG	YG
DIAPH5_	3.23	1.1304	2.1969	9.57	8.10	6034.45	9.30	7.47
DIAPH4_	6.46	1.1304	2.1969	9.57	8.10	3934.23	9.30	7.78
DIAPH3_	9.69	1.1304	2.1969	9.57	8.10	3877.98	9.30	7.77
DIAPH2_	12.92	1.0925	2.1590	9.62	8.02	3872.94	9.29	7.77

DIAPH1_	16.15	1.0925	2.1590	9.62	8.02	4156.39	9.30	8.63

Excentricité :

Tableau IV-2 : l'excentricité

Excentricité				
Diaphragme	Niveau (m)	Ex = |XR-XG|	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
DIAPH5_	3.23	0.27	0.63	Ok
DIAPH4_	6.46	0.27	0.32	Ok
DIAPH3_	9.69	0.27	0.33	Ok
DIAPH2_	12.92	0.33	0.25	Ok
DIAPH1_	16.15	0.32	0.61	Ok

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+3.23	30.58	18.76	1.53	0.94
+6.46	30.58	18.76	1.53	0.94
+9.69	30.58	18.76	1.53	0.94
+12.92	30.58	18.76	1.53	0.94
+16.15	30.58	18.76	1.53	0.94

Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
+18.88	0.27	1.53	1.80	0.63	0.94	1.57
+15.82	0.27	1.53	1.80	0.32	0.94	1.26
+12.76	0.27	1.53	1.80	0.33	0.94	1.27
+9.70	0.33	1.53	1.86	0.25	0.94	1.19
+5.62	0.32	1.53	1.85	0.61	0.94	1.55

On constate qu'on a pour tous les niveaux une excentricité théorique inférieure à l'excentricité accidentelle donnée par le RPA99, Donc on adopte la valeur de l'excentricité totale, cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.

IV.4. ETUDE SISMIQUE

IV. 4.1 Choix de la méthode de calcul

IV. 4 .1.1 Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000V12'.

IV.4.1.2 Méthode dynamique modale spectrale

Principe de la méthode

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

a. Coefficient d'accélération (A) : [2]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,2

b. facteur de correction d'amortissement (η)

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

a. **coefficient de comportement (R) : [2]**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales R= 3.5,
- 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 R = 4.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage R = 5.

Donc : R = 5.

d. facteur de qualité (Q) : [2]

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	non	0.05	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0	non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

e. périodes caractéristiques : [2]

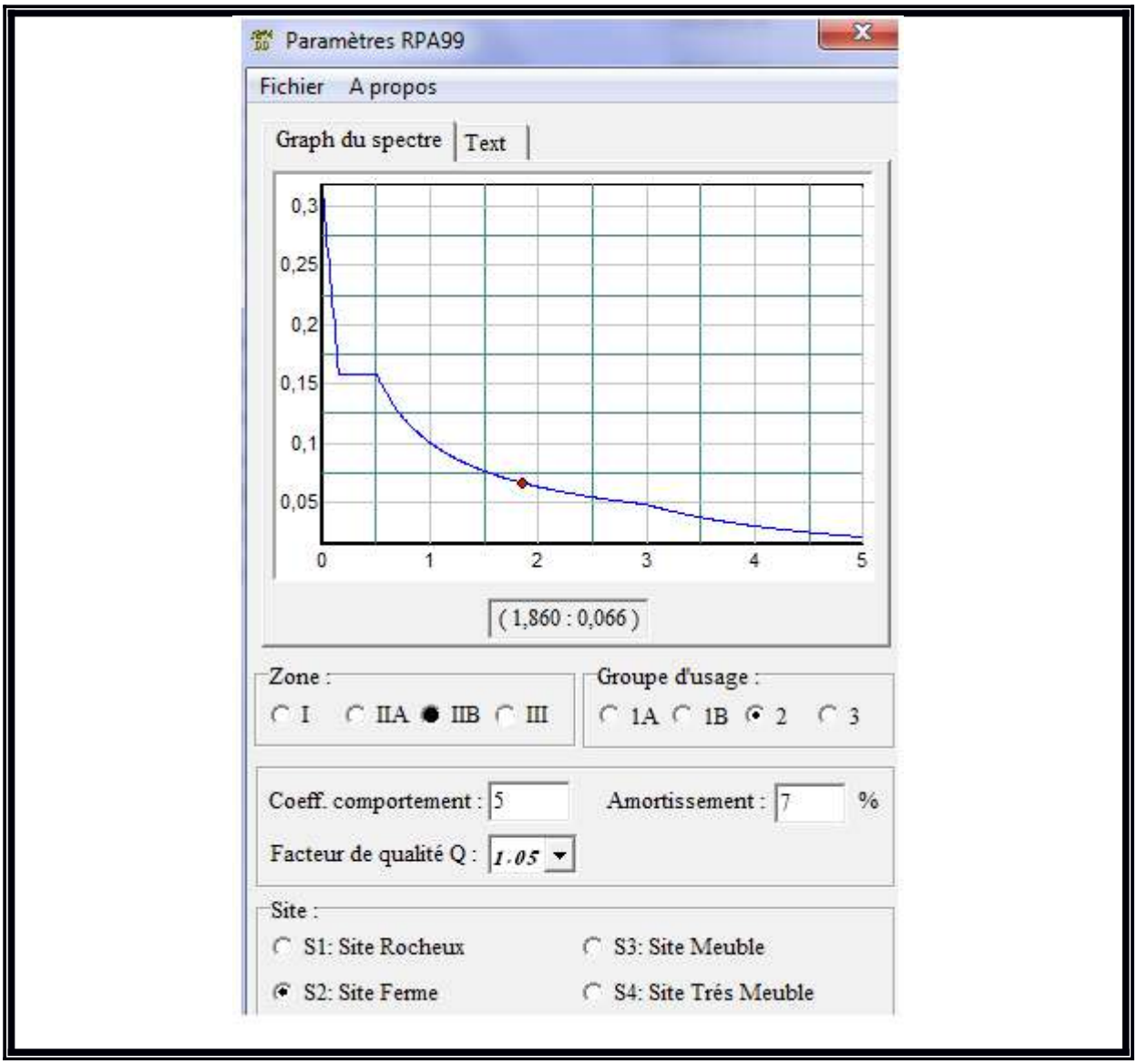


Figure IV-4:spectre de réponse

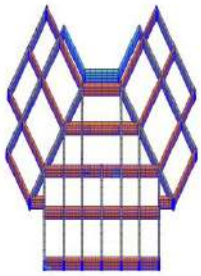
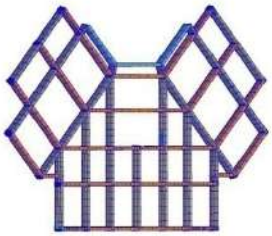
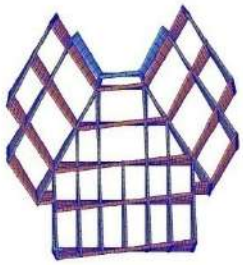
IV.4.2. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-D
- Vérification de l'effort normal

➢ Vérification de comportement

Tableau IV-6 : Le comportement des trois premiers modes

Comportement	Mode 1	Mode 2	Mode 3
			
Sens X	0.00%	67.75%	24.25%
Sens Y	68.92%	0.00%	15.91%
Sens Z	0.07%	0.00%	26.64%
	translation suivant l'axe (y)	**translation suivant l'axe (x)**	**rotation autour de l'axe (z)**

➢ Vérification de participation massique

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 d'après l'RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV-7: Période et facteurs de participation massique

mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	0.30	0.00	67.75
2	0.26	68.92	67.75
3	0.21	68.99	67.75
4	0.08	69.00	90.50
5	0.08	90.02	90.50

D'après le tableau précédent, on remarque qu'on a une structure un peu rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 5ème mode.

- **Vérification des périodes**

Les valeurs de T, calculées à partir de 'SAP2000V12 'ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions, on utilise les formules :

$T=0.09*h_N$ /…… (1)
$T = C_{T^*}$ …….. (2)

- calcul considéré.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de rem-plissage et donné d'âpres (RPA tableau 4.6.)

(1) $T_X = 0.26$ s

$T_Y = 0.34$ s

Dans ce cas, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement (1) .

Tableau IV 8 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.26	0.15	0.338	c.v
Y	0.34	0.40	0.442	c.v

- **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

La résultante des forces sismiques à la base Vt, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

a. Calcul de la force sismique totale : [2]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone** A = 0,2
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)
η : facteur de correction d'amortissement :
ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) $\rightarrow \eta = 0{,}882$
T : période fondamentale suivant les deux directions pour calculé cette dernière on utilise la formule :
[2]
Dx= 2.205
Dy= 2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure** R = 5
- **Q : facteur de qualité** Q_x =1.05

Q_y=1.05

- **W : poids total de la structure**

β_1 = 0.2 (usage d'habitation)

W= 24521.90 kN

Tableau IV-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.2	2.205	2.205	5	1.15	1.15	24521.90	2270.97	2487.25

B .Calcul de la force sismique dynamique

D'après le logiciel qu'on a utilisé (sap2000v12) on a obtenu les résultats suivants :

V_{dx} = 2265.63 KN

V_{dy} =2688.47 kN

Tableau IV-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	V_d (kN)	0.8*V	$V_d \geq 0.8*V$
X	2270.97	2265.63	1816.77	c.v
Y	2487.25	2688.47	1989.80	c.v

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Le moment de renversement est égal à :

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G * Wi$

$MtY = Y_G * Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de l'étage dans chaque niveau

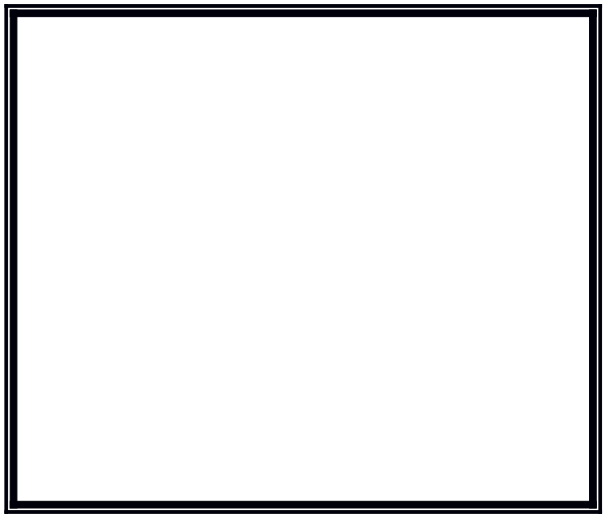


Figure IV- 5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

a. **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [2]**

On a :

- TX = 0.26 s → Ft = 0
- TY = 0.34 s → Ft = 0

Donc:

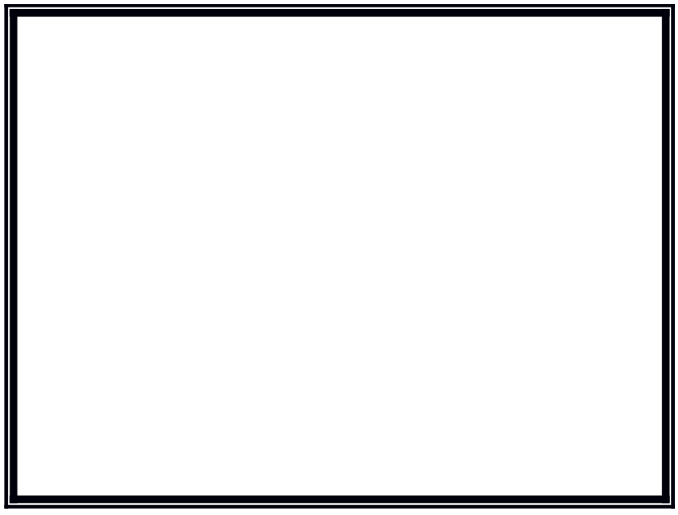


Figure IV-6 : Distribution des forces sismiques

Tableau IV-11: Forces sismiques selon la hauteur suivant (X)

Niveau (m)	Wi	Wi*Hi	αx	(Vx-Ft)	Fix
16.15	4156.39	67125.70	0.336	2265.63	761.75
12.92	3872.94	50038.38	0.250	2265.63	567.84
9.69	3877.98	37577.63	0.188	2265.63	426.44
6.46	3934.23	25415.13	0.127	2265.63	288.41
3.23	6034.23	19490.56	0.097	2265.63	221.18
	Σ	199647.40	1		

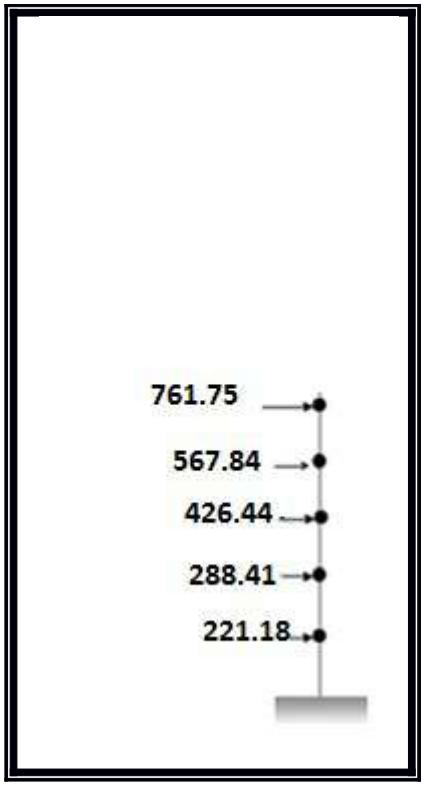


Figure IV-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (x)

Tableau IV-12: Forces sismiques selon la hauteur suivant (Y)

Niveau (m)	Wi	Wi*Hi	αy	(Vy-Ft)	Fiy
16.15	4156.39	67125.70	0.336	2688.47	903.92
12.92	3872.94	50038.38	0.250	2688.47	673.82
9.69	3877.98	37577.63	0.188	2688.47	506.02
6.46	3934.23	25415.13	0.127	2688.47	342.24
3.23	6034.23	19490.56	0.097	2688.47	262.46
	Σ	199647.40	1		

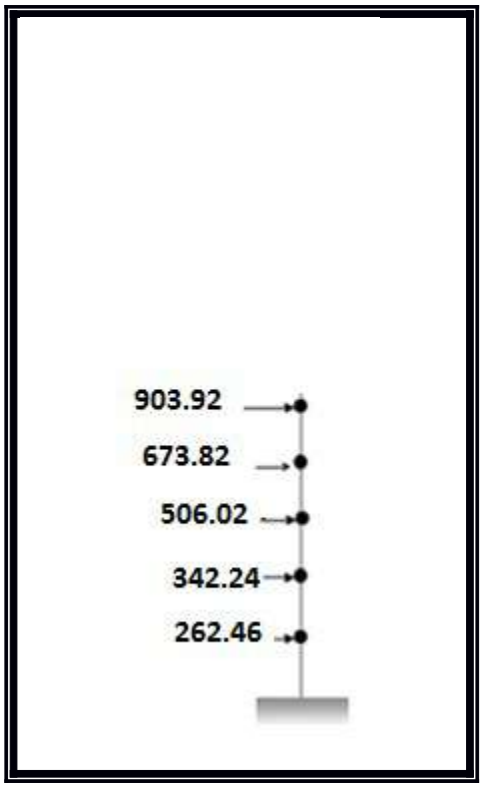


Figure IV-8: Concentration des forces sismiques aux étages suivant(y)

b. **Moment de renversement**

Tableau IV-13 : calcul du moment de renversement

Hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mox(KN.m)	Moy(KN.m)
16.15	761.75	903.92	12302.31	14598.32
12.92	567.84	673.82	7336.54	8705.77
9.69	426.44	506.02	4132.14	4903.37
6.46	288.41	342.24	1863.16	2210.89
3.23	221.18	262.46	714.42	847.75
		Σ	26348.60	31266.10

c. **Moment stabilisant**

Tableau IV-14 : calcul du moment stabilisant

nivau (m)	Wi (kn)	XG (m)	YG (m)	Mtx	Mty
16.15	4156.39	9.3	8.63	38654.43	35869.65
12.92	3872.94	9.29	7.77	35979.61	30092.94
9.69	3877.98	9.3	7.77	36065.21	30131.90
6.46	3934.23	9.3	7.78	36588.34	30608.31
3.23	6034.23	9.3	7.47	56112.34	45075.70
			Σ	203405.93	171778.30

Donc il faut vérifier que :

Tableau IV-15 : Vérification de stabilisation

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	
203405.93	171778.30	26348.60	31266.10	7.72	5.49	**cv**

La condition est vérifiée ce qui implique que la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions soit assurée.

- **Vérification des déplacements [2]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

- : Déplacement dù aux forces séismiques $F_{i.}$
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:
Δk limite = 0.01 he
Avec : he : la hauteur de l'étage k.
Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV-16 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (X)

Niveau(m)	δ_e(cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+16.15	0.28	1.4	0.3	3.23	**ok**
+12.92	0.22	1.1	0.35	3.23	**Ok**
+9.69	0.15	0.75	0.35	3.23	**Ok**
+6.46	0.08	0.4	0.25	3.23	**Ok**
+3.23	0.03	0.15			

Tableau IV-17 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (Y)

Niveau(m)	δ_e(cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+16.15	0.36	1.80	0.45	3.23	**Ok**
+12.92	0.27	1.35	0.45	3.23	**Ok**
+9.69	0.18	0.90			

			0.4	3.23	**Ok**
+6.46	0.10	0.50			
			0.3	3.23	**Ok**
+3.23	0.04	0.2			

- **<u>Vérification vis à vis de l'effet P-D</u>**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-D) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :
$q = P_k \ D_k \ / \ V_k * h_k \quad £ \ 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- D_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<q\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

Si $q>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV-18: Vérification l'effet (P-D) sens (X)

hk (m)	Pk (kn)	Fix (Kn)	Vkx (kn)	Δkx (cm)	θ	θ≤0.10
16.15	4156.39	761.75	2265.63	0.28	0.00067	**cv**
12.92	3872.94	567.84	2265.63	0.22	0.00066	**cv**
9.69	3877.98	426.44	2265.63	0.15	0.00005	**cv**
6.46	3934.23	288.41	2265.63	0.08	0.00048	**cv**
3.23	6034.23	221.18	2265.63	0.03	0.00036	**cv**

Tableau IV-19: Vérification l'effet (P-D) sens (Y)

hk (m)	Pk (kn)	Fiy (kn)	Vky(kn)	Δky (cm)	Θ	θ≤0.10
16.15	4156.39	903.92	2688.47	1.80	0.0031	**cv**
12.92	3872.94	673.82	2688.47	1.35	0.0028	**cv**
9.69	3877.98	506.02	2688.47	0.90	0.0025	**cv**
6.46	3934.23	342.24	2688.47	0.50	0.0021	**cv**
3.23	6034.23	262.46	2688.47	0.20	0.0017	**cv**

D’après les tableaux représentes ci-dessous, on constat que la structure étudiée est justifiée
vis –à- vis de l'effet P-Δ.

- **Justification de la largeur du joint** : **[1]**

Notre structure comporte un joint de dilation, les blocs voisins doivent être séparés par un joint dont la largeur minimale (satisfait la condition suivante :
Dmin = (+) +15mm ≥40mm

D’après les résultats des déplacements obtenus, on peut évaluer le joint comme suit :

Tableau IV-20 : largeur minimale du joint

	1 (mm)	2 (mm)	d min (mm)	d min≥40 mm	d adoptées (cm)
Suivant (x)	2.8	2.8	20.6	Cnv	40
Suivant (y)	18	18	51	Cv	60

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de notre bloc.

VI- Etude des fondations:

VI.1- Introduction:

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

C'est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2- Reconnaissance du sol:

VI.2.1- Nature de la couche de fondation:

Le site étudié est constitué d'une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre et peu plastique.

Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de moyenne cohésion.

Cette couche est de caractéristiques : $\phi = 13,5°$; c = 0,53 bar

VI.2.2- Fondation des ouvrages:

La profondeur d'ancrage est de 2,00 m par rapport au terrain naturel.

VI.2.3- Stabilité du site:

- Les investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´a la profondeur atteinte.

VI.2.4- Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le rapport de sol a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3- Fonctions assurées par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol structure.

VI.4- Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.5- Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.5.1- Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

Pour le Bloc A nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

Pour le Bloc B nous avons des poteaux rectangulaires : S=A.B

S est déterminé par : d'où

Avec : et σ_{sol} = 1,8 bar = 0,18 MPa

Figure VI-1 : Semelle isolée sous poteau

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

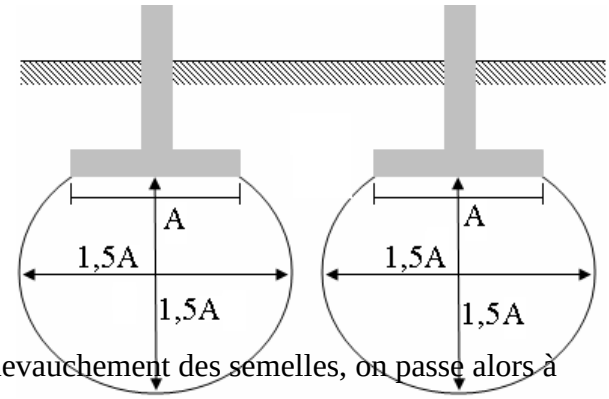
Tableau VI-1 : Section nécessaire de la fondation isolée du bloc

Poteaux	Ni (KN)	M_x	M_Y	B=calculer (m)	B :adopté (m)	1,5.B (m)	A choisie (m)

S1	458,829	1,5347	0,2546	1,60	2	3	3
S2	409,032	1,664	0,8336	1,51	2	3	3
S3	406,921	1,6442	1,3833	1,50	1,5	2,25	2,25
S4	651,483	2,8809	0,2458	1,90	2	3	3
S5	628,417	2,9439	0,6413	1,87	2	3	3
S6	561,593	1,1286	1,5565	1,77	2	3	3
S7	612,25	1,5582	0,8568	1,84	2	3	3
S8	831,724	1,0264	8,6906	2,15	2,5	3,75	3,75
S9	309,266	0,8501	5,8017	1,31	1,5	2,25	2,25
S10	627,269	2,9942	1,1245	1,87	2	3	3
S11	564,108	1,1932	1,073	1,77	2	3	3
S12	612,351	1,5829	0,3623	1,84	2	3	3
S13	832,107	8,3014	1,2863	2,15	2,5	3,75	3,75
S14	313,051	0,9364	6,2153	1,32	1,5	2,25	2,25
S15	650,071	1,1051	2,7662	1,90	2	3	3
S16	734,204	1,195	0,8042	2,02	2,5	3,75	3,75
S17	418,494	3,2192	4,6465	1,52	2	3	3
S18	181,827	0,4069	7,7364	1,01	1,5	2,25	2,25
S19	339,459	0,4207	9,9442	1,37	1,5	2,25	2,25
S20	460,246	1,7907	3,7098	1,60	2	3	3
S21	259,234	2,3696	2,926	1,20	1,5	2,25	2,25
S22	116,959	1,1415	2,5263	0,81	1,5	2,25	2,25
S23	894,854	7,7198	5,845	2,23	2,5	3,75	3,75
S24	627,004	0,9512	2,8596	1,87	2	3	3
S25	732,544	1,1338	0,9574	2,02	2,5	3,75	3,75
S26	419,824	4,2663	3,4617	1,53	2	3	3
S27	187,995	8,0636	0,2597	1,02	1,5	2,25	2,25
S28	334,065	10,3028	0,2641	1,36	1,5	2,25	2,25
S29	459,833	4,0363	1,5725	1,60	2	3	3
S30	260,368	3,245	2,525	1,20	1,5	2,25	2,25
S31	123,242	2,8128	1,015	0,83	1,5	2,25	2,25
S32	890,556	6,127	7,9664	2,22	2,5	3,75	3,75
S33	474,083	0,9345	2,9972	1,62	2	3	3
S34	246,024	0,3805	1,9773	1,17	1,5	2,25	2,25
S35	472,327	3,3063	0,7605	1,62	2	3	3
S36	239,562	2,2523	0,4915	1,15	1,5	2,25	2,25
S37	314,571	9,0621	5,9932	1,32	1,5	2,25	2,25
S38	187,853	1,6914	1,8045	1,02	1,5	2,25	2,25

S39	137,239	0,4594	2,036	0,87	1,5	2,25	2,25
S40	171,917	1,6667	1,2395	0,98	1,5	2,25	2,25
S41	145,772	0,5391	2,5247	0,90	1,5	2,25	2,25
S42	294,052	4,4383	0,577	1,28	1,5	2,25	2,25
S43	327,796	6,9408	5,6418	1,35	1,5	2,25	2,25

Figure VI-2 : Les bulles de pression



- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2- Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments: la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normal et le moment transversal transmis par les poteaux.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux.

Elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

Figure VI-3 : Semelle filante sous poteaux

- **Dimensionnement :**

La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
L : La longueur totale de la semelle filante.
B : La largeur de la semelle filante.

La contrainte du sol.

Tableau VI-2: Section nécessaire de la semelle filante du bloc

	ΣNi (KN)	L (m)	B (m)	1,5.B (m)
SF1	2464.744	18.6	0.75	1.125
SF2	4962.227	36	0.75	1.125
SF3	6890.092	34.8	1.10	1.65
SF4	3787.144	28.4	0.75	1.125
SF5	2967.084	22.6	0.75	1.125

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles, on adopté des semelles filantes.

VI.5.2.1-Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux :

Exemple de calcul (SF3) du bloc

❖ **Dimensionnement :**

B : La largeur de la semelle.
L : La longueur totale de la semelle

hs : La hauteur de la semelle.
Pour le débord de la semelle on prend : l_d = 0.4 m

Tableau VI-3: Détermination de la largeur et la hauteur de la semelle

ΣNi (KN)		L (m)	B (m)	hs adopte (m)	
Bloc	**SF3**	6890.092	34.8	1.10	0.20

H_s =0.1725 donc on adopte h_s =0.20

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.
Il faut vérifier l'inégalité suivante:

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164,19 MPa).
L : La plus grande travée dans la fille (l = 5,15m)
K : Coefficient de raideur du sol (K = 40 KN/m^3).
I : Moment d'inertie de la semelle (avec h_p : la hauteur de la poutre de libage)

❖ **Ferraillage transversal:**

La semelle est prise comme une semelle isolée sous le poteau le plus chargé par N et M, dans notre cas le moment est négligeable par rapport à l'effort normal.
Sous l'effet de N on calcul le ferraillage suivant A et B.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :
Tableau VI-4: Ferraillage transversal

		Ni (ELU) (KN)	A (m)	B (m)	hs adopté (m)	A_b (cm^2)	A_b adopté (cm^2)
Bloc	**SF3**	1133.81	4.27	1.10	0.20	30.64	28HA12= 31.67

❖ **Ferraillage longitudinal :**

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence par déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) calculée par la formule suivante :

Avec : la somme des efforts normaux.
L : La longueur totale de la semelle.
On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m^2).
Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :
Tableau VI-5: Détermination des valeurs de q des semelles filant du bloc

		ΣNi (ELU) (KN)	ΣNi (ELS) (KN)	L (m)	B (m)	q_u (KN /ml)	q_{ser} (KN /m^2)
Bloc	**SF2**	3926.954	6890.092	34.8	1.10	102.585	179.991

Remarque : Le calcul est fait pour une bande de1 mètre linéaire.

❖ **Calcul du ferraillage :**

Tableau VI-6 : Calcul des moments à l'ELU et ferraillage longitudinal

		Mu (KN /m)	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Bloc	**SF2**	En travée	96.44	0.00	3.79	4 HA 12 = 4.52
		En appui	192.88	0.00	7.75	8 HA 12 = 9.05

VI.5.2.2-Vérification des contraintes à l'ELS :

Les vérifications des contraintes des deux blocs sont résumées dans les tableaux suivants :
Pour le béton:
Pour l'acier: fissuration préjudiciable

Tableau VI-7 : Vérification des contraints

		Mser (KN /m)	A adopté (cm^2)	Y (m)	I_G (m^4)	K (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	
Bloc	**SF2**	**En travée**	169.21	4.52	0.18	0.27	6.26	1.13	
		En appui	338.42	9.05	0.26	0.54	6.26	1.62	

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU

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

Tableau VI-8 : Vérification de l'effort tranchant

	Section	Vu (KN)	τ_u (MPa)	(MPa)	Vérification	At (cm^2)	St (cm)		
							St ZN	St ZC	
Bloc	**SF2**	1.1x5.15	558,45	0,365	5,86	CV	2,01	10	15

VI.6- Les longrines :

VI.6.1- Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.6.2- Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte: (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.6.3- Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1364.519 KN

α: coefficient de site en fonction de la zone sismique

Dans notre cas : α= 15 (Zone II_B ; Site S_2)

=> KN

VI.6.4- Ferraillage:

A) A l'ELU

Les armatures longitudinales sont données par :

Donc : A = 6,92 cm²

B) condition de non fragilité: (CBA 93)

cm²

Alors : A_{min} = 0,9 cm²

C) Etat limite de service: (CBA 93)

Vérification des contraintes à l'ELS :
Avec : N_{ser} = KN

La fissuration est considérée comme préjudiciable :
MPa

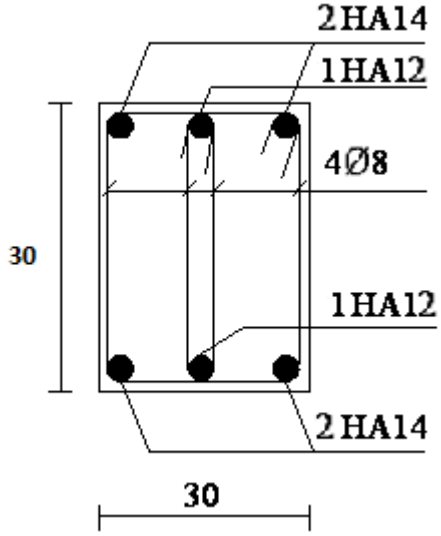
D) Section minimale donnée par le RPA99 Version2003

Alors :
$A_R = 5{,}4\ cm^2$

E) Résultat :

$A = Max\ [A_U ; A_{min} ; A_R] = 6{,}92\ cm^2$
On adopte : $A = 4HA14 + 2HA12 = 8{,}42\ cm^2$

Figure VI-5 : Détail du ferraillage de la LONGRINE



F) Armatures transversales
mm
On adopte : mm

G) Espacement

$S_t \leq Min\ [20\ cm ; 15\phi] = Min\ [20\ cm ; 21\ cm]$
On adopte : $S_t = 15\ cm$.

III-5-1-Calcul de la dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article (B.6.8.4.2.3) ; l'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, il est armé d'un quadrillage (treillis soudé) de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

On adopte un quadrillage carré de mailles (**200×200**) **mm²**

Armatures:

A_t ¤0.02 ¥L ≺ 50 cm ≤L ≤80 cm

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc: A_t ¤

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisie un treillis soudé : **TLE520 ; f_e = 520 MPa ; ⊥= 6mm.**

III-5-2-Calcul du planché à dalles pleine :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur et la longueur sont très grandes par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être posées (avec ou sans continuité) sur 2; 3 ou 4 appuis.

III-5-2.1-Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture, basée sur le mécanisme des fissures.

III-5-2.1.1-Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

a- Théorie :

La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport aux déformations plastiques.

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes:

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de la dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.

2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

b-Hypothèse de calcul :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation.
- Les lignes de ruptures sont des lignes droites.
- Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

c-Principe de calcul :

Calcul des éléments secondaire : Partie dalle de compression

Pour pouvoir calculer le ferraillage nécessaire de panneau de dalle il faut déterminer les différents moments positif et négatif de sous panneaux. Pour cela on applique le principe de travail virtuel qui consiste à poser l'équation d'équilibre .

Pour le cas des panneaux des dalles en peut distinguer deux types de travaux, les travaux dus aux charges externes appelée travaux externes et des travaux dus ou moments internes appelés travaux internes.

L'équation d'équilibre s'écrit :

- **Travail externe:**

Q : Charge uniformément repartie.
S : Surface
f_{cdg} : Flèche ou niveau de centre de graviter de la surface.

- **Travail interne :**

M : Le moment
L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
: L'angle de rotation.

III-5-2.1-Calcul des dalles triangulaires :

III-5-.2.1.2-Evaluation des charges :

Planche terrasse :

P_u= 14.88 KN/m²
P_{ser} = 10.64 KN/m²

Planche courant :

P_u = 14.64 KN/m²
P_{ser} = 10.46 KN/m²

On choisi la sollicitation la plus défavorable
P_u= 14.88 KN/m²
P_{ser} = 10.64 KN/m²

Travaille externes :

Tableau III-5-1 : Calcul du travail externe

élément	Moment de rupture	Longueur de linge de rupture	Rotation	Travaille =M.L.

Calcul des éléments secondaire : Partie dalle de compression

1	+	M	3.2	f/x	4,8.M. f/x
	-	0,5M	3.2	f/x	
2	+	M	3.2	f/y	4,8.M.f/y
	-	0,5M	3.2	f/y	
3	+	M	3.2	f/(3,2-2x)	4,8Mf/ (3,2-x-y)
	-	0,5M	3.2	f/(3,2-2y)	

Principe des travaux virtuel :

Pour détermine x et y en dérive l'équation

$$M = 0{,}3798\ qu$$

III-5-2.1.3-Calcul du ferraillage :
On à

Les moments en travée :

Les moments en appuis :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

- **Calcul du ferraillage à l'ELU :**

Tableau III-5-2 : Calcule du ferraillage à l'état limite ultime

Dimensionnement aux états limites ultimes									
	sens	Mu	μ	μ_l	β	A	Amin	A	Esp

		(KN.m)				(cm^2)	(cm^2)	choisi (cm^2)	(cm)
En travée	X	2,33	0,009	0,392	0,995	0,51	**1,5**	**5HA10**	**20**
	Y	2,33	0,009	0,392	0,985	0,51	**1,5**	**5HA10**	**20**
En appuis	X	1,16	0,004	0,392	0,998	0,25	**1,5**	**5HA10**	**20**
	y	1,16	0,004	0,392	0,998	0,25	**1,5**	**5HA10**	**20**

- **Vérification de l'espacement :**

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

Alors les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaire

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau III-5-3 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Mser (KN m)	Y_1 (cm)	I_G (cm^4)	K		
En travée	1,67	7,31	16582,23	0,1	0,73	
En appui	0,835	7,31	16582,23	0,05	0,36	

- **Vérification de la flèche :**

- On vérifie les deux inégalités suivantes :

III-5-2.2-Calcul des dalles rectangulaires reposant sur 3 appuis :

Pour les dalles de forme rectangle, il est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture, par ce quelle est plus puissante, cette dernière est basée sur le mécanisme des fissures.

III-5-2.2.1-Evaluation des charges :

Figure III-5-1 : Efforts et déplacements des zones rigides

Planche terrasse :

P_u= 14.88 KN/m²
P_{ser} = 10.64 KN/m²

Planche courant :

P_u= 14.88 KN/m²
P_{ser} = 10.46 KN/m²

On choisi la sollicitation la plus défavorable
P_u= 14.88 KN/m²
P_{ser} = 10.64 KN/m²

Tableau III-5-4: Calcul du travail externe

Elément	Aire de charge	Déplacement de G	Travail externe pour une charge qu
2	0,5y	f/3	0,17y qu.f
1	2(0,5y)	f/3	0,33y qu.f
1	(6,64-2y)	f/2	(3,22-y) qu.f
3	0,5y	f/3	0,17y qu.f

Tableau III-5-5: Calcul du travail interne

Elément		Moment de rupture	Longueur de linge de rupture	Rotation	Travaille =M.L.
1	+	M	1	f/y	M. f/y
	-	0,5M	1	f/y	0,5.M.f/y
2	+	M	2 y	f	2. M. f.y
	-	M	2 y	f	2 . M.f.y
3	+	M	1	f/y	Mf/y

Calcul des éléments secondaire : Partie dalle de compression

	-	0,5M	1	f/y	0,5 Mf/y

Principe des travaux virtuels :

Pour déterminer x et y en dérive l'équation

$$M_u = 0,34qu$$

III-5-2.2.2-Calcul du ferraillage :

On à :

- **Les moments en travée :**

- **Les moments en appui :**

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

- **Calcul du ferraillage à l'ELU :**

Tableau III-5-6: Calcule du ferraillage à l'état limite d'ultime

	Mu (KN.m)	μ	μ_l	β	A (cm^2)	Amin (cm^2)	A choisi (cm^2)	Esp (cm)	A_{rep} (cm^2)	Esp (cm)
En travée	5.05	0,022	0,392	0,985	1,13	1,5	4HA10=3,14	20	4HA10	20
En appui	2.52	0,011	0,392	0,994	0,56	1,5	4HA10=3,14	20	4HA10	20

- **Vérification de l'espacement :**

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

Alors les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau III-5-7: Vérification des contraintes à l'ELS

	Mser (KN m)	Y_1 (cm)	I_G (cm^4)	K		
En travée	3.61	3.05	28125	$1.28*10^{-3}$	12,26	
En appui	4,34	3.05	28125	$6.43*10^{-3}$	4,85	
Les contraintes admissibles						
Le béton						
L'acier	Fissuration peu nuisible Aucun vérification à faire					

- **Vérification des flèches :**

En vérifier les deux inégalités suivantes :

- $H / L \geq M / 20\ M_0 \rightarrow 0.15 / 3.2 = 0.04\ m \leq 3.61 / 37.18 = 0.09\ m$ (CV)
- $A / b_0*d \leq 2 / f_e \rightarrow 0.003 \leq 2/400 = 0.005$ (CV)

III.3. Plancher à corps creux

III.3.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle, on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux poutrelles est donnée par

$$At \geq 0.02 * L * \quad \textbf{[1]}$$

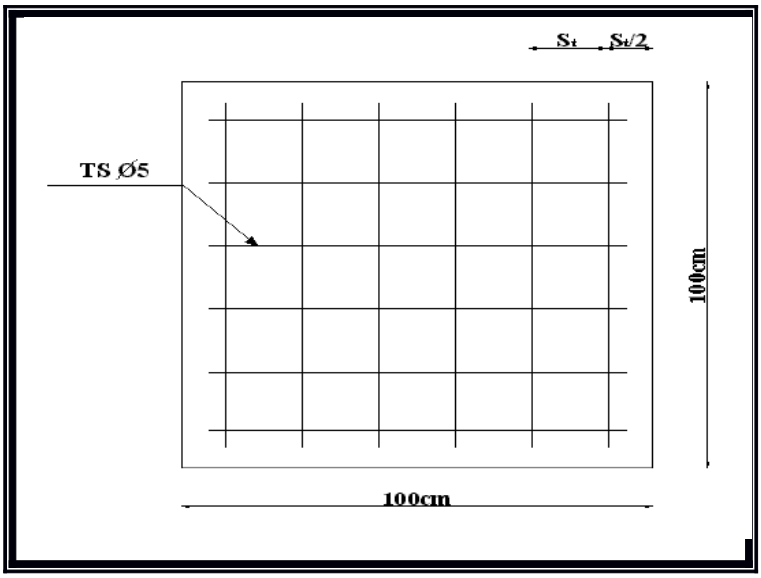
Avec :

- L : espacements entre axes des poutrelles (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux poutrelles est donnée par :

$$Al \geq = 0.25\ cm^2/m.l$$



On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux poutrelles. On choisit un treillis soudé TLE520 : de nuance Fe520 avec des armatures de Ø5,et un espacement 20cm x 20 cm.

Figure III-3-1 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée,

III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

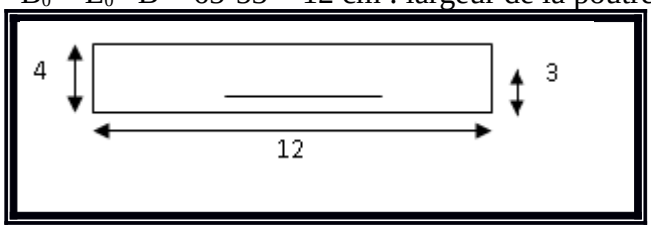


Figure III-3-2 : dimensionnement de la poutrelle

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ☐ Avant coulage.

- ☐ Après coulage.

a-Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

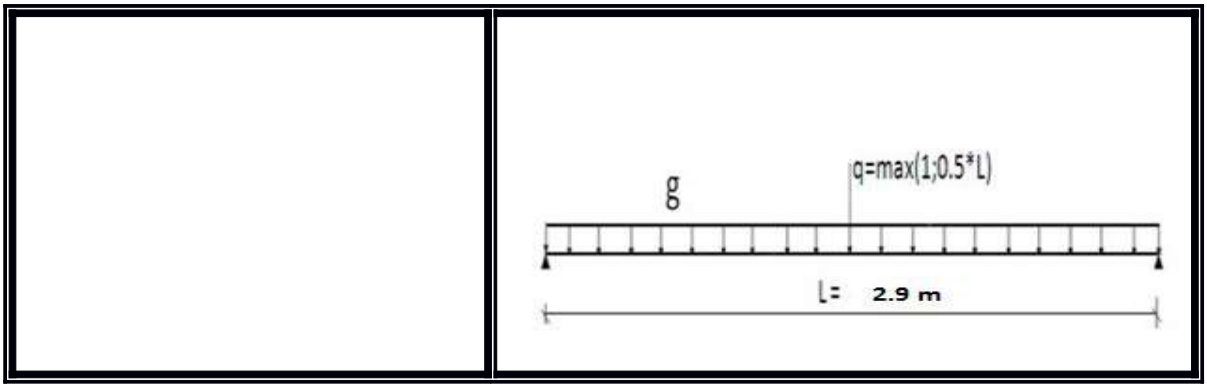


Figure III-3-3: Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III-3-1 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée	Q (kN)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps
2.9	1.875	0.12*0.04*25 =	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne les résultats suivant :

Tableau III-3-2: Calcul des moments

)		
		$1.35M_G+1.5M_Q=5.49$

Cette valeur de μ=3.57 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

- **Calcul des étaiements**

Tableau III-3-3: calcul des étaiement

Nbr des étaiements	L(m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	M G (KN.m)	M Q (KN.m)	Mu (KN.m)	
1	1.875	0.77	1.875	0,33	0,87	1,75	0,392
2	1.25		1	0,15	0,31	0,66	0,392
3	1.16	0.77	1	0,12	0,29	0,60	0,392

Alors a chaque distance (L=1.16 m) on pose un étaiement

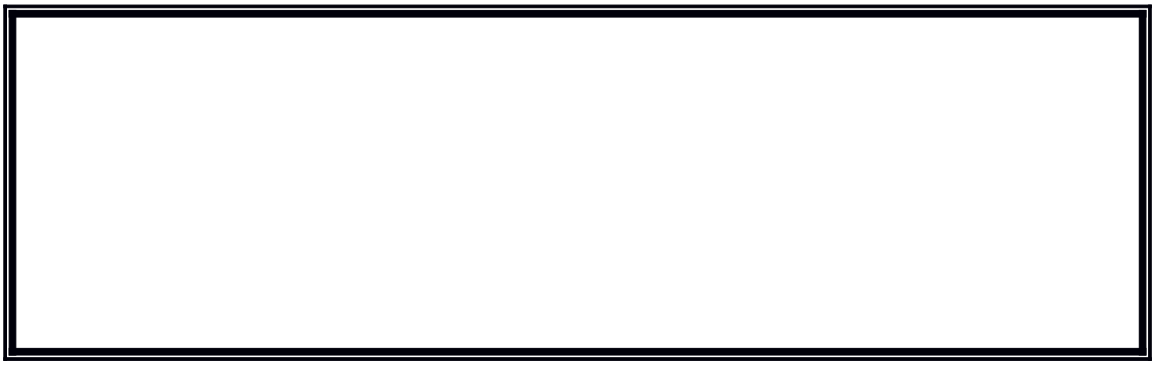


Figure III-3-4 : Choix de disposition des étaiements

b-après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

b-1.Méthodes de calcul

On utilise le sap2000 version 15 .

Tableau III-3-5: Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (KN/m)	Q(KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)

c- Sollicitations de calcul :

On a type des poutrelles dont la solution se fait par la méthode Caquot:

- **Type3 : poutrelles à 6 travées**

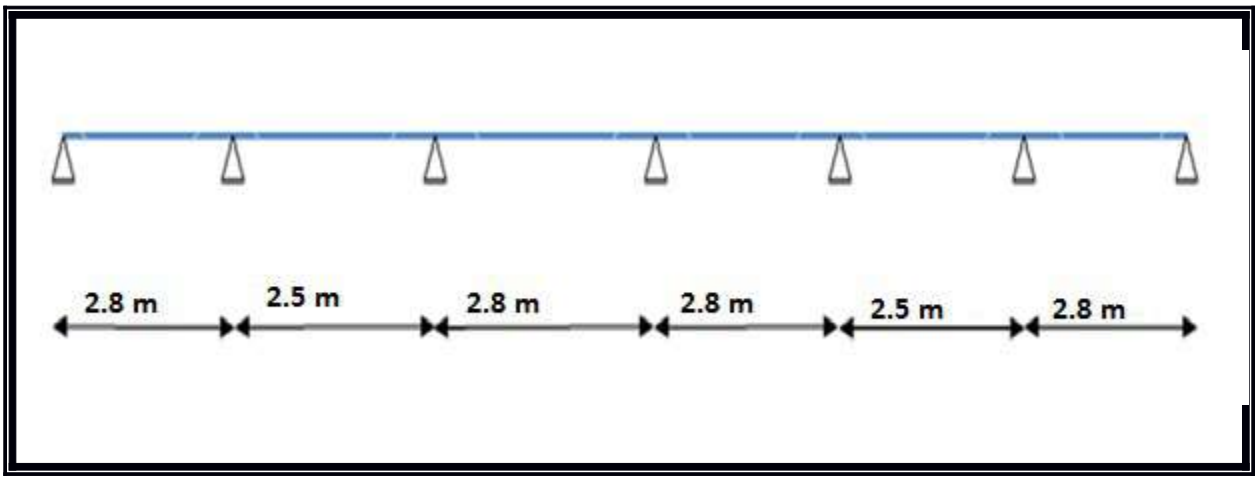


Figure III-3-5 : poutrelle à 6 travées

E.L.U :

Tableau III-3-6 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)

TRAVEE	M0(KNm)	Mt(KN m)	M_w(KNm)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	47,86	19,14	0	-56,88	-2,08	3,08
B-C	10,38	4,15	-56,88	-37,89	-2,48	2,14
C-D	25.52	10,21	-37,89	-53,67	-2,45	2,70
D-E	25.52	10,21	-37,89	-53,67	-2,70	2,45
E-F	10,38	4,15	-56,88	-37,89	-2,14	2,48
F-G	47,86	19,14	0	-56,88	-3,08	2,08

E.L.S :

Tableau III-3-7: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELS)

TRAVEE	M_0(KN m)	Mt(KN m)	M_W(KN m)	Me(KN m)
A-B	34,80	13,92	0	-41,36
B-C	7,55	3,02	-41,36	-27,64

Calcul des éléments secondaire : Partie Plancher

C-D	18,55	7.42	-7.54	39,02
D-E	18,55	7.42	-7.54	39,02
E-F	7,55	3,02	-41,36	-27,64
F-G	34,80	13,92	0	-41,36

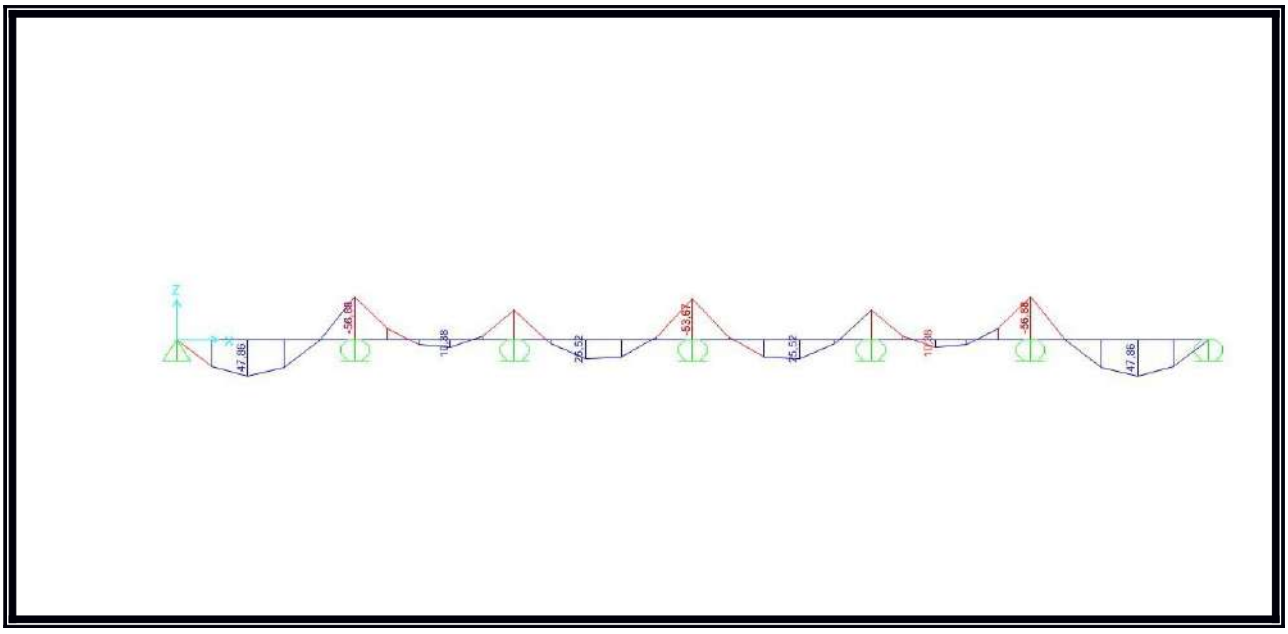


Figure III-3-6 : Diagramme des moments du poutrelle à 6 travées (ELU)

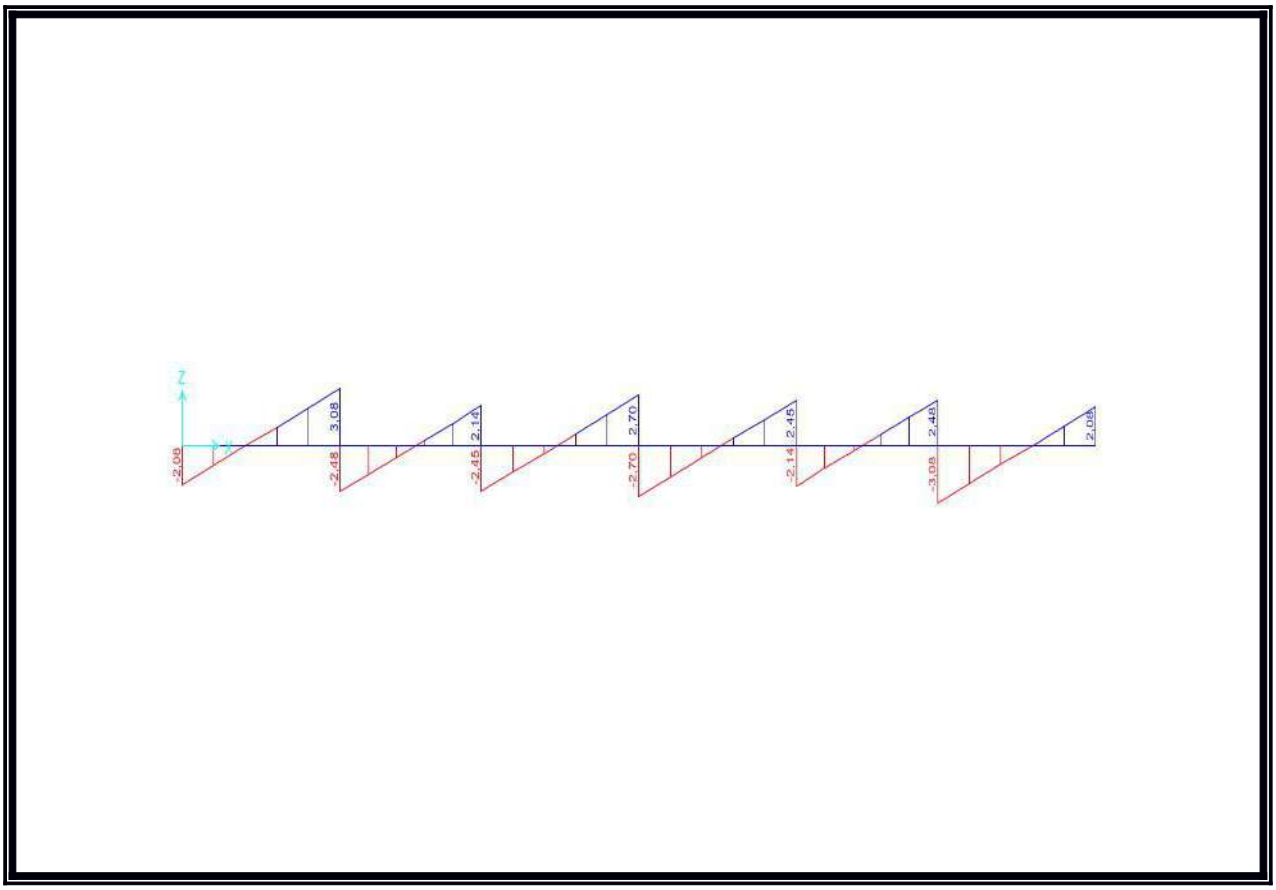


Figure III-3-7: Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à 6 travées (ELU)

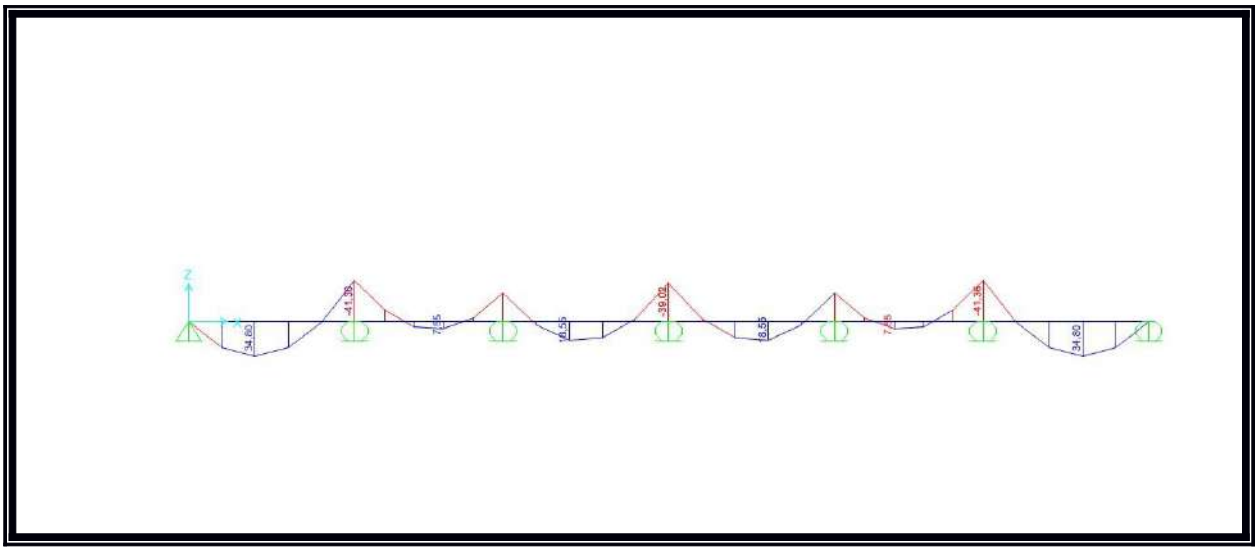


Figure III-3-8 : Diagramme des moments de la poutrelle à 6 travées (ELS)

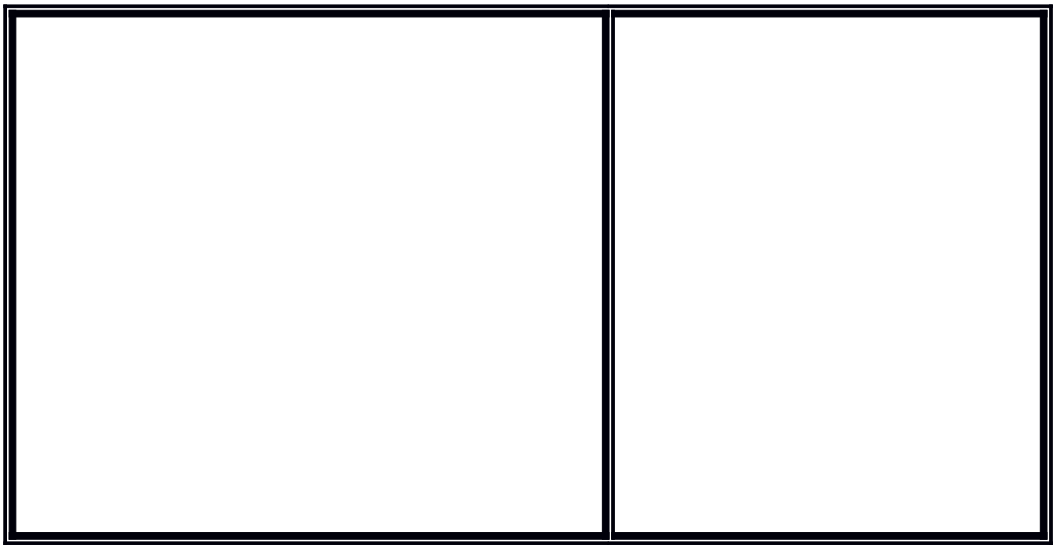
III.3.2.2. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III-3-8: Récapitulations des efforts

	ELU	ELS			
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	56,88	19,14	3,08	41,36	13,92

III.3.2.3. Calcul du ferraillage



- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :
- La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-3-9 : calcul des armatures

ELU		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
	M_u (kN.m)	19,14	56,88
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =68,16 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.012	0.017
		μ_l	0.372

	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.994	0.993
	A (cm^2)	1,84	2,72
	Le choix	**2HA10+1HA12=2.70 cm^2**	**1HA10+1HA16=2.79cm^2**
	B/1000	1.2	1.2
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	13.92	41.36
		σb_{adm}(Mpa)	15
	y_1 (cm)	6.74	3.44
	I_G ()	8000	8000
	σb (Mpa)	0.011	0.017
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**Oui**	**Oui**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont les suivantes :

Tableau III-3-10 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	2HA10+1HA12=2.70 cm^2	**1HA10+1HA16=2.79cm^2**

- **Armatures transversales**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Escapement S_t:**

S_t= (16.2;40 cm)
Donc: S_t=10 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t:**

$\phi_t \leq$Min= {5.71;10;12}(mm)
On prend : ϕ_t=10 mm ❶ =78.50 mm^2 (tableau 1-2)

a_t : section d'une barre
n_t: nombre des barres a_t=0.78 cm² et
n_t=2 ➔ $A_t = a_t n_t$=1.56 cm².

Tableau III-11: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ10	15cm

III.3.2.4. Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.
Mpa

- **Vérifications nécessaires**

Section d'armatures transversales (F_eE400).
MPa. MPa 0.4 MPa **(C.V)**
(C.V)
Avec: K=1 flexion simple et la fissuration est peu nuisible
=90° Pour les armatures transversales

III.3.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-3-12 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥Mt/(15 Mo)	≤3.6/fe
h/ L = 0.20 / 2.80 = 0.071 Mt/(15 Mo)=19.14/(15*34.80)=0.036	A/(bo*d)=3.83/(12*18)=0.0034 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.0090
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.3.2.6. Évaluation détaillée de la flèche :

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L > 5m \end{cases}$$

Il faut avoir : ft ≤fLimite = avec
F_{limite}= L/500 = 290/500 = 0.58cm
M_{SER}= 13.92KN
=0.994
= =288.14MPA
= = = 2.42
. =0.968
μ=1- =0,18 , y = =9.75 cm

Moment d'inertie de la section totale :

I=++=52630.02
=1.1
= 1.1 = 49,302 .
.=32164.2 MPA
=(1/3)=107021.398 MPA
== 2.61 mm
== 7.65 mm
-= 7.65-2.61=5.04 mm
Il faut avoir : ≤
Avec ===5.80 mm ; Donc : =5.04≤ =5.80 (c.v)

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.
La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

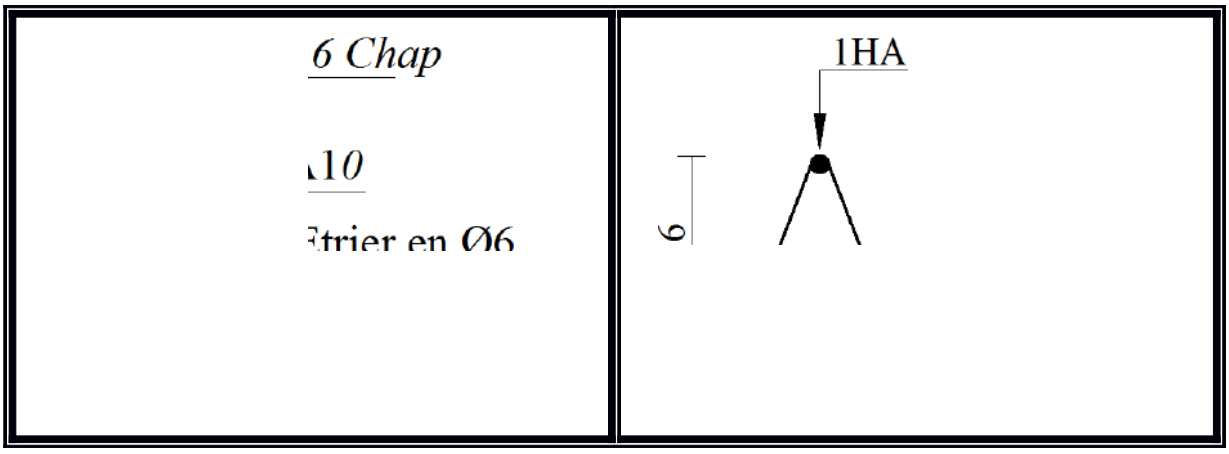


Figure III-3-9: Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

IX.1/Généralités :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnent de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Fonctions assurées par les fondations :

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Reconnaissance des lieux et du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_s = **1.8 bars**.

IX.2/Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de:

- ✓ La distance portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ La raison économique.

Tableau IX.1: Section nécessaire de la fondation isolée du bloc

Poteaux	Ni (KN)	M_x	M_Y	B=calculer (m)	B :adopté (m)	1,5.B (m)
S1	210,957	0,9475	0,2274	1,1	1,5	2,25
S2	187,742	0,9291	0,0934	1,0	1	1,5
S3	185,646	0,9233	0,5834	1,0	1,5	2,25
S4	372,987	0,4399	0,1968	1,4	1,5	2,25
S5	336,727	0,346	0,5135	1,4	1,5	2,25
S6	345,056	0,0811	0,4085	1,4	1,5	2,25
S7	329,498	0,3444	0,8415	1,4	1,5	2,25
S8	395,893	1,0942	4,7882	1,5	1,5	2,25
S9	216,934	0,2741	2,402	1,1	1,5	2,25
S10	336,23	0,4183	0,9056	1,4	1,5	2,25
S11	331,592	0,262	0,1793	1,4	1,5	2,25
S12	329,929	0,3714	0,4584	1,4	1,5	2,25
S13	401,435	3,0877	2,0407	1,5	1,5	2,25
S14	223,207	0,4688	2,7406	1,1	1,5	2,25
S15	342,028	0,603	1,2705	1,4	1,5	2,25
S16	564,259	0,3907	5,8639	1,8	2	3
S17	216,766	1,1775	2,7723	1,1	1,5	2,25
S18	215,16	0,5514	3,2883	1,1	1,5	2,25
S19	311,651	0,4597	4,8882	1,3	1,5	2,25
S20	520,137	0,5178	5,0382	1,7	2	3
S21	106,987	1,2699	0,8796	0,8	1	1,5
S22	157,89	0,263	2,2259	0,9	1	1,5
S23	544,761	1,8291	4,5805	1,7	2	3
S24	338,631	0,4967	1,412	1,4	1,5	2,25
S25	585,098	3,8935	0,0364	1,8	2	3
S26	229,843	2,0131	1,7628	1,1	1,5	2,25
S27	219,757	2,8399	0,6579	1,1	1,5	2,25
S28	324,322	3,2977	0,6024	1,3	1,5	2,25
S29	554,115	3,377	0,5416	1,8	2	3
S30	86,209	0,5339	1,3312	0,7	1	1,5
S31	126,932	1,4762	0,3961	0,8	1,5	2,25
S32	557,847	2,8607	2,868	1,8	2	3

S33	242,36	0,8151	0,1618	1,2	1,5	2,25
S34	317,346	9,724	0,0704	1,3	1,5	2,25
S35	417,485	1,71	2,9698	1,5	1,5	2,25
S36	172,941	1,1203	1,3091	1,0	1	1,5
S37	435,777	1,9815	1,8856	1,6	2	3
S38	156,765	0,8569	1,3699	0,9	1	1,5
S39	152,457	0,9681	0,7079	0,9	1	1,5
S40	128,641	0,8784	0,6456	0,8	1	1,5
S41	140,576	0,9465	1,1321	0,9	1	1,5
S42	128,796	0,8582	0,227	0,8	1	1,5
S43	305,947	0,3931	4,5713	1,3	1,5	2,25

Les fondations choisies pour notre structure sont:

- ✓ Semelle isolée de rive S_2
- ✓ Semelle isolée intermédiaire S_{35}
- ✓ Semelle isolée intermédiaire S_{16}.

IX.3/Dimensionnement et calcul des semelles :

Pour le dimensionnement et le ferraillage des différents types de fondations citées au par avant,on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

***Remarque*:**

Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

IX.3.1/Semelles de rive isolées sous poteaux carrés « S_2 » :

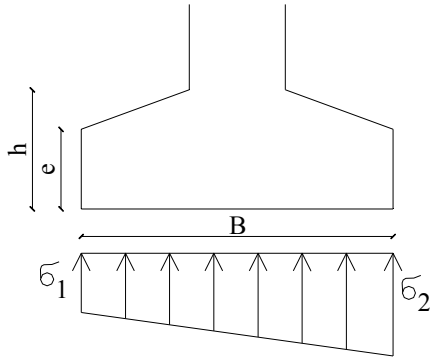


Figure IX.1 :Schéma équivalent d'une semelle isolée

A l'ELU :

La combinaison :1.35G +1.5 Q nous donne :

N_u = 257,3 KN

M_{1u} = 1,28 KNm

M_{2u} = 0,13 KNm

A l'ELS :

La combinaison :G + Q (encastrement 268) nous donne :

N_{ser} = 187,74 KN

M_{1ser} = 0,93 KNm

M_{2ser} = 0,09 KNm

a)dimensionnement:

a = b ⇒ A = B

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.005\ m$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier:

✓ $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6c_0 = 0.03\ m = 3\ cm$

✓ $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B^2}\left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right) \qquad \sigma_2 = \frac{N}{B^2}\left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)$$

D'ou : $\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol}B^3 - NB - 3e_0N \geq 0$

$\Rightarrow$ $B^3 - (187.74*10^3/(0.18*10^6)B - (0.015*187.74*10^3/(0.18*10^6)) \geq 0$

A.N: $\Rightarrow$ $B^3 - 1.04B - 0.015 \geq 0$

$\Rightarrow$ $B \geq 1.m$

On prend : A = B = 1.2 m.

b)<u>Vérification de la capacité portante</u> :

Il faut vérifier: $\sigma_m = \frac{N_{tot}}{B^2}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol}$

Avec : $N_{tot} = N + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{AP} + P_{Pmax}$

- Hauteur utile : $\begin{cases} d \geq \frac{A - a}{4} = 20cm \\ d_b = d_a = 20cm \end{cases}$

- Hauteur totale : $h = d + c = 25cm$

$P_{remblais}$=38.88 KN

P_{AP}= 6 KN

$P_{Pmax(rive)}$=187.74KN

$P_{Semelle}$ = 8 KN $\Rightarrow$ **N_{tot} = 240.62 KN**

Donc : $\sigma_m = 0.16MPA \leq \sigma_{sol} = 0.18MPA$ ……(c.v)

c)<u>Ferraillage</u> :

1. ***<u>Parallèlement à (1)</u>:***

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 0.005\,m \leq 0.066\,m$ ……..(c.v)

Donc la méthode de bielle est applicable.

<u>A l'ELU</u> :

On remplace la charge N par une charge fictive N', avec :

$$N'_u = N_u\left(1 - 3\frac{e_0}{B}\right) \quad N'_u = 260.51\,KN$$

$$A_{1u} = \frac{N'_u(A-a)}{8 d_b \sigma_s} = 3.74 cm^2$$

Donc on adoptera le ferraillage à l'ELU.

A_{choisi} = 8HA12 = 9.05 cm²

$e \leq (6 \text{ ou } 6cm) \Rightarrow e = 15cm$

2. ***Parallèlement à (2) :***

On a une semelle carrée A=B Donc on adoptera le ferraillage de l'ELU.

A_{choisi} = 9HA12 = 9.05 cm²

$e \leq (6 \text{ ou } 6cm) \Rightarrow e = 15cm$

IX.3.2/Semelles intermédiaire sous poteaux carrés « S_{35} » :

A l'ELU :

La combinaison :1.35G + 1.5Q (encastrement 256) nous donne :

N_u = 570.21 KN

M_{1u} =2.32 KNm

M_{2u} = 4.06 KNm

A l'ELS :

La combinaison :G + Q (encastrement 256) nous donne :

N_{ser} = 417.49 KN

M_{1ser} = 1.71 KNm

M_{2ser} = 2.97 KNm

a)Dimensionnement:

a = b $\Rightarrow$ A = B

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.007 \text{ m}$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier:

✓ $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6c_0 = 0.042\,m = 4.2\,cm$

✓ $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B^2}\left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right) \qquad \sigma_2 = \frac{N}{B^2}\left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)$$

$$\Rightarrow \quad \sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)$$

D'ou : $\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol}B^3 - NB - 3e_0N \geq 0$

A.N: $\Rightarrow B^3 - 2.32B - 0.049 \geq 0$

$\Rightarrow B \geq 1.5m$

On prend : A = B =1.8 m.

b)<u>Vérification de la capacité portante</u> :

Il faut vérifier: $\sigma_m = \frac{N_{tot}}{B^2}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol}$

Avec : $N_{tot} = N + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{AP} + P_{Pmax}$

- Hauteur utile : $\begin{cases} d \geq \frac{A - a}{4} = 35cm \\ d_b = d_a = 35cm \end{cases}$

- Hauteur totale : $h = d + c = 40cm$

$P_{remblais}$=75816 KN

P_{AP}=5.2KN

$P_{Pmax(inter)}$=417.49KN

$P_{Semelle}$ = 28.35 KN $\Rightarrow$ **N_{tot} = 526.856 KN**

Donc : $\sigma_m = 0.16MPA \leq \sigma_{sol} = 0.18MPA$ ……(c.v)

c)Ferraillage :

1. Parallèlement à (1):

$$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 0.007m \leq 0.1\,m \ldots\ldots..(c.v)$$

Donc la méthode de bielle est applicable.

A l'ELU :

On remplace la charge N par une charge fictive N', avec :

$$N'_u = N_u\left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 576.86\ KN$$

$$A_{1u} = \frac{N'_u(A-a)}{8 d_b \sigma_s} = 8.28 cm^2$$

Donc on adoptera le ferraillage de l'ELU.

A_{choisi} = 9HA12 = 9.05 cm²

$e \leq (6\phi ; 6cm) \Rightarrow e = 15cm$

2. Parallèlement à (2) :

On a une semelle carrée A=B Donc on adoptera le ferraillage de l'ELU.

A_{choisi} = 9HA12 = 9.05 cm²

$e \leq (6\phi ; 6cm) \Rightarrow e = 15cm$

IX.3.2/Semelles intermédiaire sous poteaux carrés « S_{16}» :

A l'ELU :

La combinaison :1.35G + 1.5Q (encastrement 256) nous donne :

N_u = 773.36 KN

M_{1u} =0.53 KNm

M_{2u} = 8.06 KNm

A l'ELS :

La combinaison :G + Q (encastrement 256) nous donne :

N_{ser} = 564.26KN

$M_{1ser} = 0.4KNm$

$M_{2ser} = 5.86\ KNm$

a)Dimensionnement:

$a = b \Rightarrow A = B$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.01m$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier:

✓ $$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6c_0 = 0.06\,m = 6cm$$

✓ $$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \quad \text{où:} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B^2}\left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right) \qquad \sigma_2 = \frac{N}{B^2}\left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)$$

$$\Rightarrow \quad \sigma_m = \frac{N}{B^2}\left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)$$

D'ou : $\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol}B^3 - NB - 3e_0N \geq 0$

A.N: $\Rightarrow \quad B^3 - 3.13B - 0.09 \geq 0$

$\Rightarrow \quad B \geq 1.8\,m$

On prend : A = B =2 m.

b)Vérification de la capacité portante :

Il faut vérifier: $$\sigma_m = \frac{N_{tot}}{B^2}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $N_{tot} = N + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{AP} + P_{Pmax}$

- Hauteur utile : $\begin{cases} d \geq \frac{A - a}{4} = 35cm \\ d_b = d_a = 35cm \end{cases}$

- Hauteur totale : $h = d + c = 40cm$

$P_{remblais}$=14.4 KN

P_{AP}=0.8KN

$P_{Pmax(inter)}$=564.26 KN

$P_{Semelle}$ = 40 KN ⇒ $\mathbf{N_{tot} = 619.46\ KN}$

Donc : $\sigma_m \leq 0.15MPA \quad \sigma_{sol} \leq 0.18MPA$ ……(c.v)

c)Ferraillage :

3. Parallèlement à (1):

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 0.01m \leq 0.11m$ ……..(c.v)

Donc la méthode de bielle est applicable.

4. **A l'ELU :**

On remplace la charge N par une charge fictive N', avec :

$$N'_u = N_u\left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 784.96\ KN$$

$$A_{1u} = \frac{N'_u(A-a)}{8 d_b \sigma_s} = 11.27cm^2$$

Donc on adoptera le ferraillage de l'ELU.

A_{choisi} = 10HA12 = 11.31 cm²

$e \leq (6\phi, 6cm) \Rightarrow e \leq 22cm$

5. Parallèlement à (2) :

On a une semelle carrée A=B Donc on adoptera le ferraillage de l'ELU.

A_{choisi} = 10HA12 = 11.31 cm²

$e \leq (6\phi, 6cm) \Rightarrow e \leq 22cm$

IX.4- Les longrines :

IX.4-1- Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

IX.4-2- Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte: (b x h) = (30 x 30) cm².

IX.4-3- Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ KN

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : $N_U = 801.92$ KN

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique

Dans notre cas : α = 15 (Zone II_B ; Site S_2)

$\Rightarrow F = \frac{801.92}{15} = 53.46$ KN

VIII.4-4- Ferraillage:

A) A l'ELU

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \frac{N}{\sigma_s}$

Donc : A = 4.45 cm²

B) condition de non fragilité: (CBA 93)

$A_{min} \geq \frac{b \times h}{1000} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0,9$ cm²

Alors : $A_{min} = 0,9$ cm²

C) Etat limite de service: (CBA 93)

Vérification des contraintes à l'ELS :

Avec : $N_{ser} = 585.10$ KN

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{10x\,A_{choisi}} = 13.14MPa$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$\overline{\sigma_S} = \min[\frac{2}{3}F_e;110\sqrt{\eta f_{tj}}] = 202$ MPa

donc : $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ l'ELS est satisfait

D) Section minimale donnée par le RPA99 Version2003

$A_R \geq 0{,}6\%B$

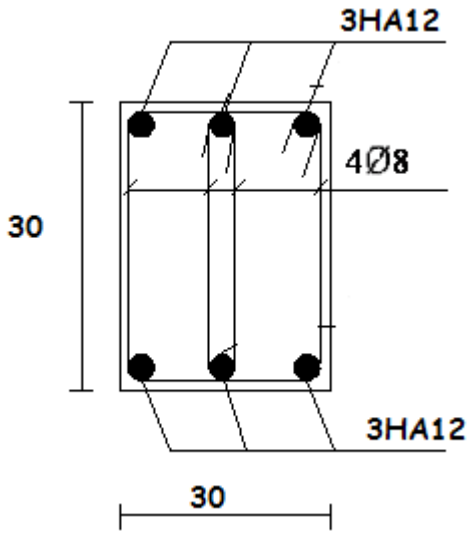
Alors : $A_R \geq \frac{0{,}6}{100}(30 \times 30)$

$A_R = 5{,}4\ cm^2$

E) Résultat :

$A = Max\ [A_U ; A_{min} ; A_R] = 5.47\ cm^2$

On adopte : $A = 6HA12 = 6.78\ cm^2$



F) Armatures transversales

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4$ mm

On adopte : $\phi = 8$ mm

G) Espacement

$S_t \leq Min\ [20\ cm ; 15\varphi_l] = Min\ [20\ cm ; 18\ cm]$

On adopte : $S_t = 15$ cm.

VIII.1-INTRODUCTION :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- tant globalement, au niveau de la structure.
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations retentent de ça des limites admissibles.

Et pour ce la on va étudier dans ce chapitre deux types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).
- Le déversement : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

VIII.1.1-Vérification des poteaux et poutres aux phénomènes de d'instabilité (flambement+diversement) :

Les poteaux et les poutres sont sollicités par :

- Des efforts verticaux provenant du vent, séisme.
- Des moments fléchissant résultants des efforts horizontaux.

Les différentes sollicitations des poteaux doivent être combinées dans les cas les plus défavorables; qui sont :

- Compression maximale et moment compatible.
- Moment maximal et compression.

Les différentes sollicitations des poutres doivent être combinées dans les cas les plus défavorables; qui sont :

- Moment maximal et traction

-La vérification des poteaux soumis à la compression + flexion, se fait selon la formule :

$$(k\ ? + k_f\ ?_f) \leq ?_e \qquad \text{(CM66)}$$

-La vérification des poutres soumis à la flexion, se fait selon la formule :

$$k_f\ ?_f \leq ?_e \quad \text{(CM66)}$$

VIII-2- poteau HEb260 :

$$(k\ ? + k_f\ ?_f) \leq ?_e$$

$? = =$

$= 5{,}69 \ \ daN/mm^2$

$\sigma = =$

$= = 34{,}36$

k = 1,077 (CM66-tableau Page211)

σ_f = =

= 0,31 daN/ mm2

k_f =

= = = = 35,07

k_f = = 1,04

$(k\ \sigma + k_f\ \sigma_f)$ = 6,45 daN/mm² ≤ σ_e = 24 daN/mm²

Cisaillement :

1,54 τ ≤ σ_e

1,54 ≤ σ_e

4,96 daN/mm² ≤ 24 daN/mm² …….(CV)

VIII-3- poutre IPE500 :

$k_f\ \sigma_f \leq \sigma_e$

=

= = 25,2

K_f = 1,01 (CM66-tableau Page211)

σ_f = =

= 4,24 daN/ mm²

$k_f\ \sigma_f$ = 4,28 daN/mm² ≤ σ_e = 24 daN/mm²

Cisaillement :

1,54 τ ≤ σ_e

1,54 ≤ σ_e

1,32 daN/mm² ≤ 24 daN/mm² …….(CV)

dc on utilise IPE400

VIII-4- poutre IPE300 :

$k_f \, ? _f \leq ? _e$

$\subset =$

$= =$

$K_f = 1,04$ (CM66-tableau Page211)

$? _f = =$

$= 6,50 \ daN/mm^2$

$k_f \, ? _f = 6,75 \ daN/mm^2 \leq 24 \ daN/mm^2$

Cisaillement :

$1,54 \, \tau \leq ? _e$

$1,54 \leq ? _e$

$1,00 \ daN/mm^2 \leq 24 \ daN/mm^2$ …….(CV)

VIII-5- poutre IPE180 :

$k_f \, ? _f \leq ? _e$

$\subset =$

$= = 60,64$

$k_f = 1,19$ (CM66-tableau Page211)

$? _f = =$

$= 13,87 \ daN/mm^2$

$k_f \, ? _f = 16,51 \ daN/mm^2 \leq ? _e = 24 \ daN/mm^2$

Cisaillement :

$1{,}54\ \tau \leq \sigma_e$

$1{,}54 \leq \sigma_e$

$1{,}67\ daN/mm^2 \leq 24\ daN/mm^2$ …….(CV)

VII-6-Calcul D'Assemblage :

VII-6-1- Introduction :

la conception et le calcul des assemblages revêtement construction métallique, une importance.

Équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

en. effet ,les assemblages constituent des points de passage obligés pour les sollicitations régnant dans

Les différent composants structurels; en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le

fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre

elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations ente les pièces,

Cet assemblage se fera par intermédiaire d'un platine au poteau et la poutre, solive.par les boulons

La liaison poteau – poutre est une articulation

VII-6-2 -Assemblage poteau « HEB260 »-poutre « IPE400 »:

Caractéristique d'assemblage :

Classe 10,9 et

Nombre des boulons

n= 10

δ= 16 mm

e= 20 mm

art : livre conception et dimensionnement des halles et bâtiments en charpente métallique .

Vérification :

≤ **?[5]**

Nt et Tn =0

Tt =**[5]**

= = 856.1 daN

Nm = = **[5]**

= = 4426,06daN

= 43,65daN/mm^2 ≤ ? .....(CV)

Travers – platine(soudure) : [5]

$a_1 = a_2 = a_3 = 5$ mm

$L_1 = b - 2.a_1 = 180 - 2 . 5 = 170$ mm

$L_2 = - a_1 - a_2 = -10 = 73,25$ mm

$L_3 = h - 2 es - 2 a_2 = 400 -27 - 10 = 363$ mm

On a :

✔$_1$ = ✔$_2$ = ✔$_3$ = 0.96

♦ L_i ✔$_i a_i = 2 L_1$ ✔$_1 a_1 + 4 L_2$ ✔$_2 a_2 + 2 L_3$ ✔$_3 a_3$ **[5]**

= 2 .170 .5 . 0,96 + 4 .73,25 .5 . 0,96 + 2 .363 . 5. 0,96

= 6523,2 mm

Cordon d'âme :

≤ ?$_e$ **[5]**

= 0.32 daN/mm^2 ≤ ?$_e$ = 24 daN/mm^2 ……(CV)

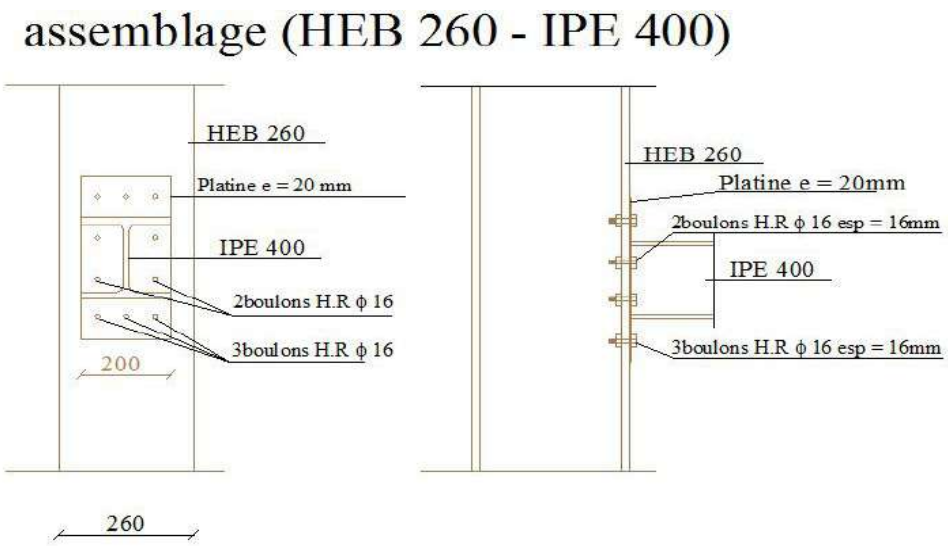
Cordon semelle :

1.8 [ ] ≤ ?$_e$ **[5]**

1.8 [ ] ≤ 24

15.09 daN/mm^2 ≤ 24 daN/mm^2…….(CV)

figure VII-1-Assemblage poteauHEB260-poutreIPE400



VII-6-3-Assemblage poteau « HEB260 »- solives « IPE300 » :

Caractéristique d'assemblage :

Classe 10,9 et

Nombre des boulons

n= 8

δ= 55 mm

e= 20 mm

Vérification :

≤ ?$_e$

Nt et Tn =0

Tt =

= = 378,62 daN

Nm = =

= = 4358,88 daN

= 42,71daN/mm^2 ≤ ?$_e$ .....(CV)

Solive – platine (soudure) :

$a_1 = a_2 = a_3 = 5$ mm

$L_1 = b - 2.a_1 = 150 - 2 \cdot 5 = 130$ mm

$L_2 = - a_1 - a_2 = -10 = 59{,}65$ mm

$L_3 = h - 2\,es - 2\,a_2 = 300 - 27 - 10 = 368{,}60$ mm

On a :

$\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 0.96$

$\sum L_i \beta_i a_i = 2\, L_1 \beta_1 a_1 + 4\, L_2 \beta_2 a_2 + 2\, L_3 \beta_3 a_3$

$= 2 .130 .5 . 0{,}96 + 4 .59{,}65 .5 . 0{,}96 + 2 .368{,}6 . 5. 0{,}96$

$= 5931{,}84$ mm

Cordon d'âme :

$\leq \sigma_e$

$= 0{,}02 daN/mm^2 \leq \sigma_e = 24\ daN/mm^2$ ……(CV)

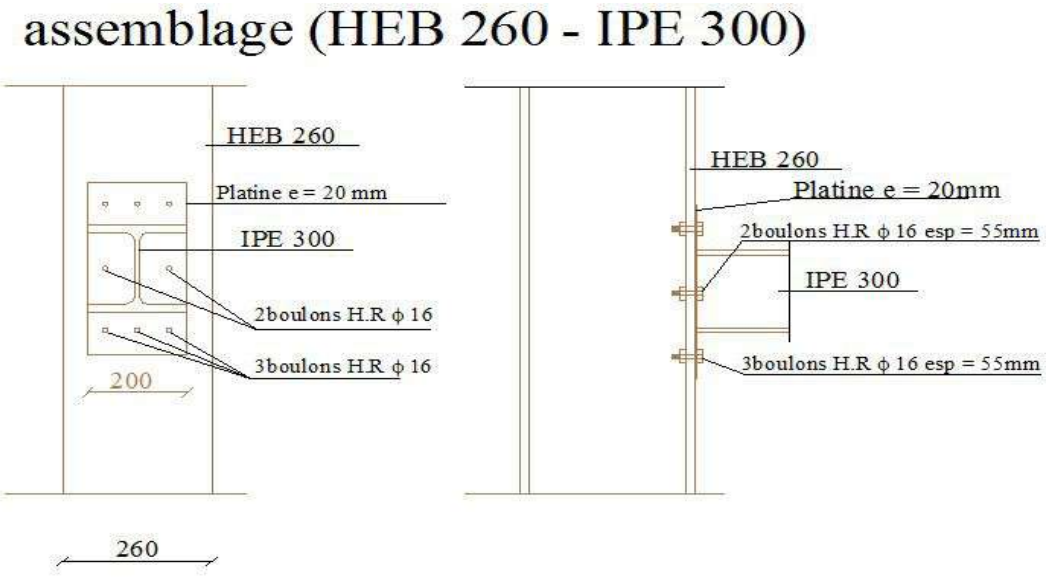
Cordon semelle :

$1.8 [\,] \leq \sigma_e$

$1.8 [\,] \leq 24$

$11{,}69 daN/mm^2 \leq 24\ daN/mm^2$…….(CV)

figure VII-2-Assemblage poteauHEB260-poutreIPE300



VII-6-4 -Assemblage Poutre « IPE400 »-Panne « IPE180 » :

Cet assemblage se fera par intermédiaire d'un cornier au panne et la poutre par les boulons

Caractéristique d'assemblage :

Classe 10,9 et

Nombre des boulons

n= 6

δ= 50 mm

e= 12 mm

Vérification :

≤ ?$_e$

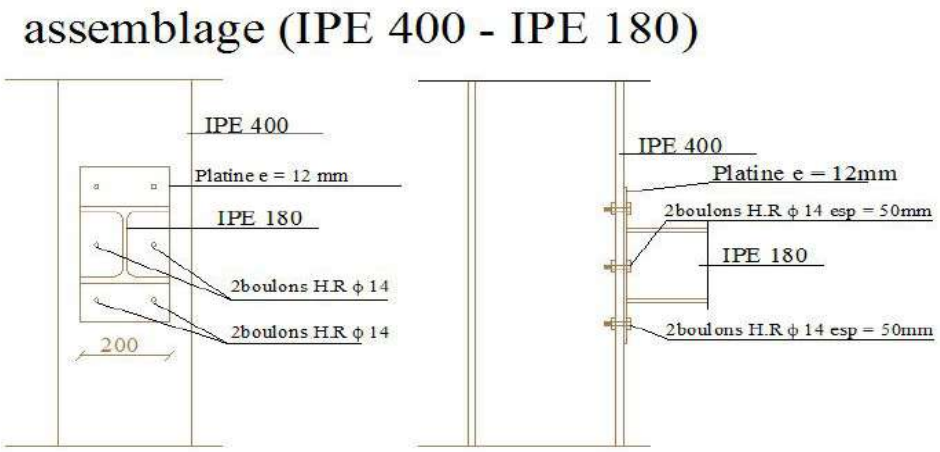
Nt et Tn =0

Tt =

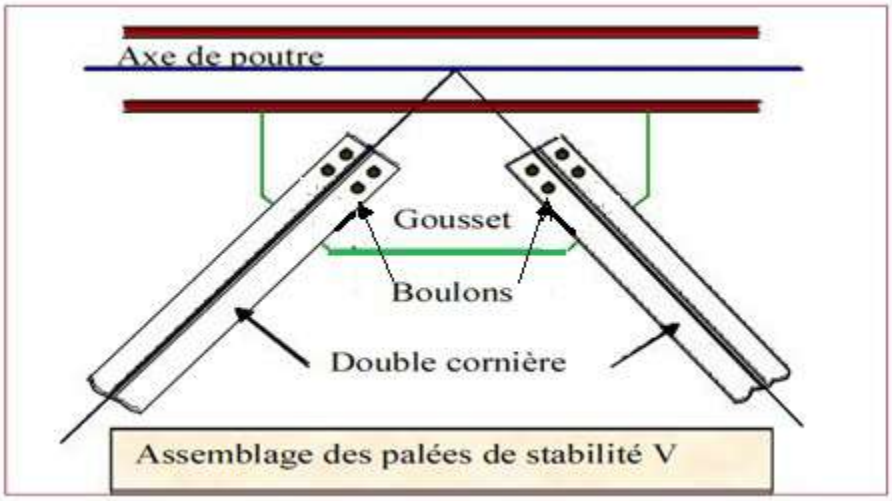
= = 74,20daN

= 1,00daN/mm^2 ≤ ?$_e$ .....(CV)

figure VII-3-Assemblage poutreIPE180-poutreIPE300



VII-6-5-Assemblage poteau « HEB260 »-double cornier « 2L120x12x12 » en V: ($G+Q+E_{dy}$)



Nombre des boulons :

L = 3,60 m

Classe 4.6 ,

1,20

Boulons

art : livre conception et dimensionnement des halles et bâtiments en charpente métallique

Vérification du profil « 2L120x12x12 »enV :

[5]

tableau du coefficient de flambement K

(CM66-tableau Page211)

Disposition constructive :[5]

…… On prend

Pressiondiamétrale :

[5]

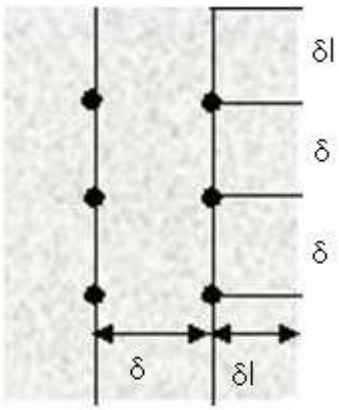
Donc : e= 10 mm

Assemblage par soudure :

L'épaisseur du cordon

FigureVII-4- : assemblage des palée en V

VII-6-6-Assemblage poteau « HEB260 »-double cornier « 2L120x12x12 » en X: (G+Q+E_{dx})



Nombre des boulons :

L = 5,00m

1/ : Compression :

classe 4.6,

[5]

2,9

Boulons

Vérification du profil « 2L120x12x12 »enX :

tableau du coefficient de flambement K

(CM66-tableau Page211)

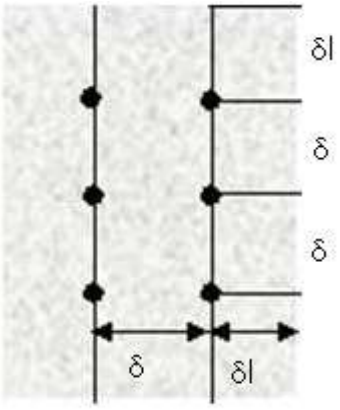
1/ : Traction :

classe 4.6,

2,03

Boulons

Vérification du profil « 2L120x12x12 »enX :



Disposition constructive :

…… On prend

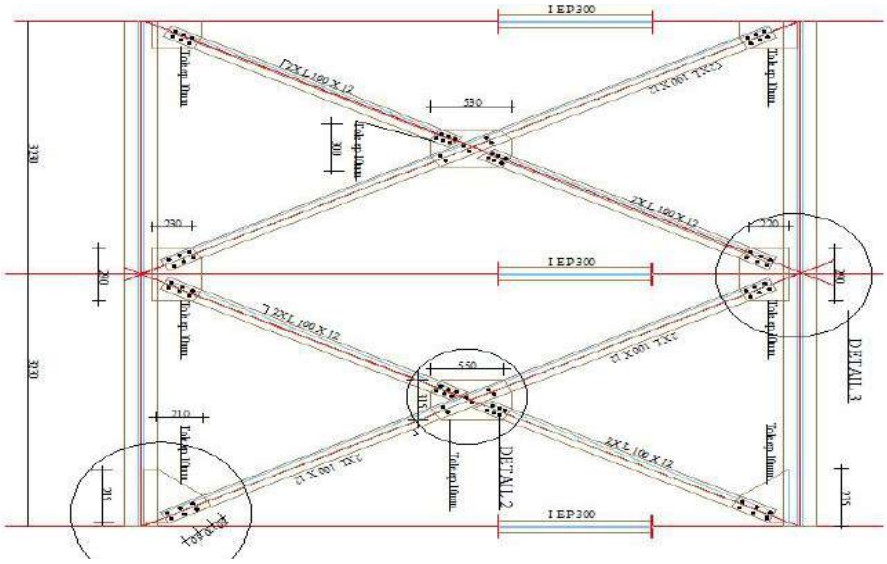
Pressiondiamétrale :

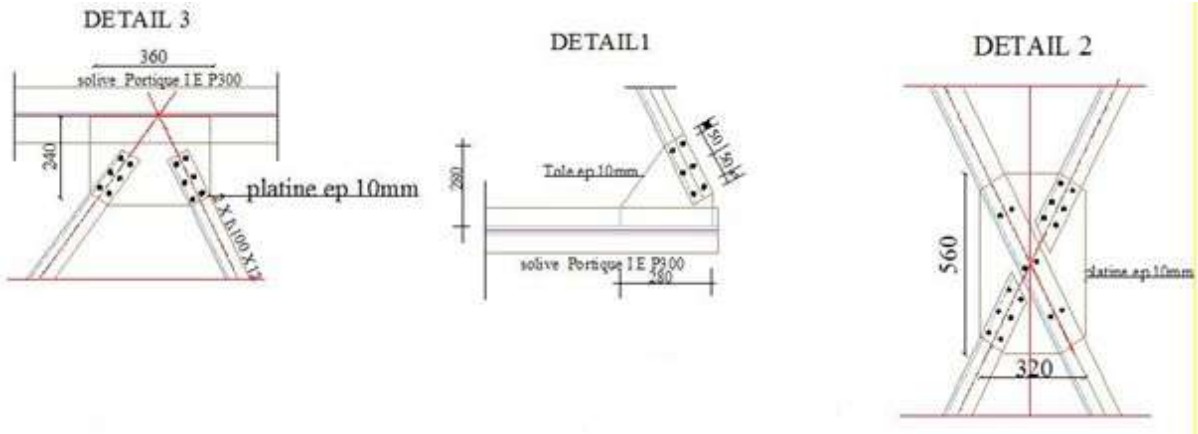
Donc : e= 10 mm

Assemblage par soudure :

L'épaisseur du cordon

FigureVII-5- : assemblage des palée en X





VII-6-6-Assemblage poteau-poteau « HEB260 »: (0,8G+E_{dx}) :

Nous aurons a étudier un seul type d'assemblage poteau-poteau celui a basse encastré ,cet assemblage se fera par l'intermédiaire de couvre-joignent

La sollicitation défavorable :

Et par interpolation au niveau de 12m, On a trouvé M= 636 daN/mm^2

A-Couvre joint :

Si on prévoit d'utilisé 4 boulons par demi éclisse 16 Classe 10.9 de σ_{eb} = 67 daN/mm^{2}nous aurons :

Effet de « N » :

T^*_N = = = 1602,31 daN

Effet de « T » :

T^*_T = = = 1612,5 daN

Effet « M_T »:

d_1 = = 7,07 cm

T^*_{MT} = = = 798,26 daN

T_{total}=

T_{total} =

Effort tranchant sur chaque boulon

T_{total}= 97,13 daN

Vérification :

T_{total}= 97,13 daN$\leq$ 1,1 N_0 = 0,8 .ϕ . A_r .σ_{eb}= 0,8 .0,3 .157 . 67 = 2524,56 daN …(CV)

Danc le nombre des boulons choisi convenable

Disposition constructive des boulons :

…… On prend

B-Couvre semelle :

Effet de « N » :

T^*_N == = 25921,93 daN

Effet de « M » :

T^*_M = == 31,8 daN

$T_{total} = T^*_N + T^*_M$ = 25953,73 daN

Alors le nombre des boulons égale :

$n_b \geq$ = 3,79

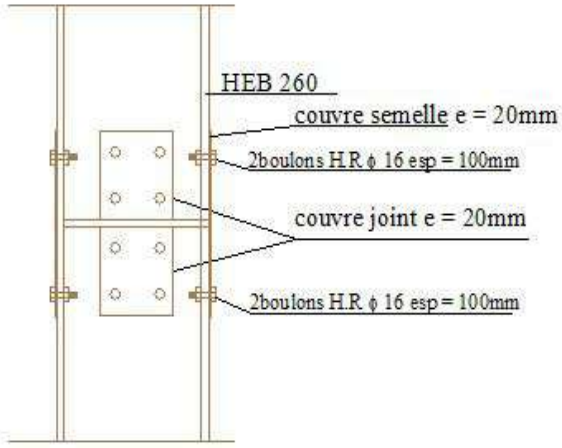
On prend : n_b = 8 boulons

Disposition constructive des boulons :

…… On prend

FigureVII-6- : assemblage poteau-poteau« HEB260»

assemblage (HEB 260 - HEB 260)



VII-6-7-Assemblage poteau »HEB260 »- Fondation:

(G+Q+Edy)

Art : livre construction métallique volume 11

-Effort intérieur :

$N_d + T_d + C_d = 0$**[7]**

$M_d + T_d\, a_t - C_d a_c = 0$**[7]**

$T_d =$ **[7]**

$C_d = N_d + T_d$ **[7]**

$a_t =$ + δ on pose δ = 40mm

$a_t =$ + 40 = 170 mm

$a_c =$ = = 121,5 mm

$T_d =$

= - 262,50 KN

C_d = 769,28 – 262,50 = 506,77 KN

-Sécurité structurale :

Surface portante : [ ]

Facteur de concentration :

K_c = = = 3,17 **[7]**

Pour K_c= 3,17 et acier S240 , béton B25 le diagramme donne :

t = 20 mm page 548 figure 12.45 «livre construction métallique vol 11»

= 1,6 → d = 20 . 1,6 = 32 mm

$A_c = (t_m + 2d)\ (2C + 2d) = (t_m + 2d) . b$ **[7]**

= (17,5 + 2 . 32) . 310 = 25265 mm^2

-Résistance du béton :

-Efforts intérieurs :

$?_d$ = = = 0,02 KN/ mm **[7]**

-résistance totale a la compression :

$f_{c\,sup} = 0{,}65\ f_{c28}$. = 28,93 MPa **[7]**

$f_{c\,sup}$ = 28,93 MPa ≤ 1,8 f_{c28} = 45 MPa ……(CV) **[7]**

-Vérification:

$?_d$ = 0.02 ˂ = = 22,72 N/mm^2 ……(CV) **[7]**

- résistance de la plaque de base (zone comprimé) :

Calcul fait pour une largeur unitaire de 1mm

-Effort intérieur :

M_d= $?_d$ .d . e = 0,02 . 32 .= 10 Nmm/mm **[7]**

-Résistance :

$M_{el} = f_y . W = ?_e .b .= 24 .310 . = 496 . 10^3$Nmm/mm **[7]**

-Vérification:

M_d= 10 Nmm/mm < = = 450,9 . 10^3Nmm/mm ……(CV)**[7]**

-résistance de plaque de base (zone des tiges) :

$M_{plaque} = T_d$. e =262,5 .= 4200 Nmm**[7]**

-résistance « zone d'influence de chaque tige d'ancrage » :

M_{el} = 496 . 10^3 Nmm/mm

M_{plaque} = 4200 Nmm/mm ≤ = 110,9 . 10^3 Nmm/mm ……(CV)

-Résistance de tige d'ancrage :

Vérification des tiges d'ancrage et leur longeur :

***L'effort tranchant « T » provoque le cisaillement des boulons :**

T_t= **[7]**

= = 4341,66 daN

***L'effort normale « N » provoque la compression des boulons :**

N_{Nd} = = = 12821,33 daN**[7]**

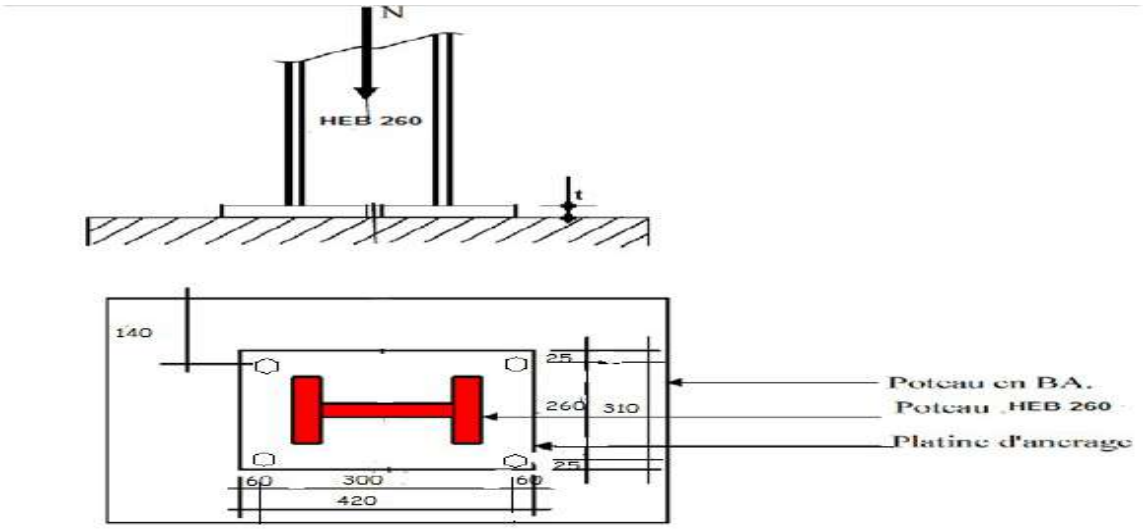
***Le moment « M » provoque dans la partie tendue,les tensions des boulons :**

N_M = = = 1808,6 daN**[7]**

On vérifie :

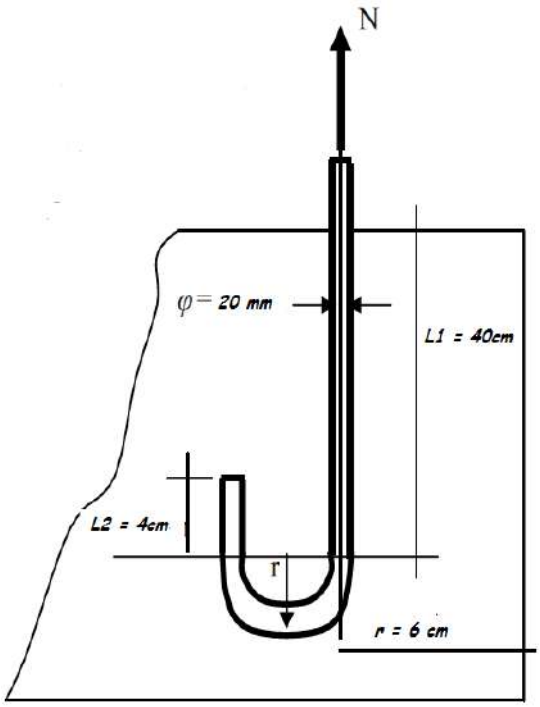
≤ ?$_{red}$On utilise des tiges –20 Classe 10.9

= 65 ,62 daN/mm^2 ≤ ?$_{red}$ = 67 daN/mm^2 (CV)



FigureVII-7- : assemblage poteau- plaque d'ancrage

-La langeur de la tige :



$L_1 = 20 \perp\!\!\!\perp 20 .20 = 400$ mm = 40 cm

$L_2 = 2 . \perp\!\!\!\perp 2 . 20 = 40$ mm = 4 cm

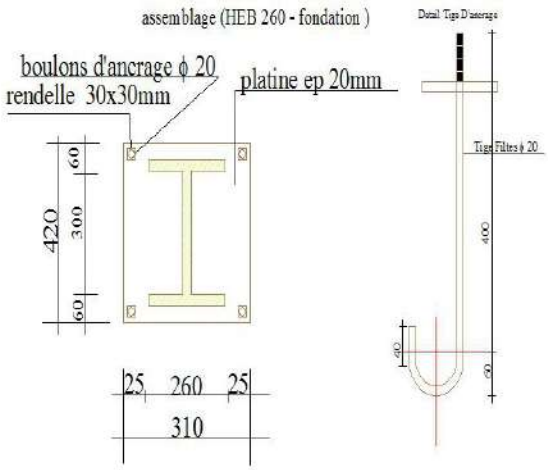
$r = 3 . \perp\!\!\!\perp 3 . 20 = 60$ mm = 6 cm

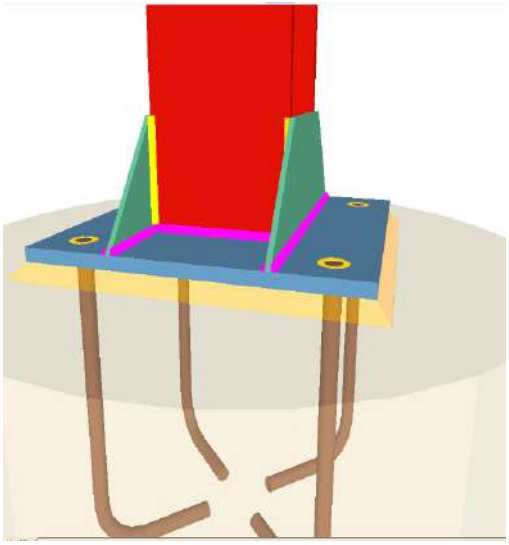
Lalangeur totale :

$L = L_1 + L_2 + \pi r + t + 10$

$= 40 + 4 + \pi 6 + 20 + 10 = 74{,}84$ cm

On adopte :L= 75cm





FigureVII-9- : assemblage poteau –fondation

VI-1- Introduction :

Des contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux dans les structures et les transmettre au sol.

Dans notre cas, ils sont disposée dans

VI-2-Contreventement des façades « stabilité verticale » :

L'ensemble des plans horizontaux d'une ossature étant par définition stabilité la totalité des efforts horizontaux résultants doit être transmis à des points fixes par un ensemble de stabilités verticales.

Ces stabilités étant en majeur partie disposée dans les files ou parois d'ossatures dont la dénomination générale est « stabilité verticale »

VI-2-1- Hypothèse de calcul :

Chaque palée forme un système indéformable ;les palée de stabilité seront donc calculées sous l'effort de la force maximale axiale applique sur les diagonales.

VI-2-2-Stabilité du portique transversal :

A-Détermination des efforts :

Dans le fichier résultat « F_3F » de « Sap2000V15 » on trouvé que la barre 2xL100x12 en V et X est soumis à une force axiale maximale de compression F_{max} cette barre est donc la plus sollicité de tous les portiques transversaux et longitudinaux.

B-Vérification au flambement :

- Vérification des diagonales :

Il faut que K ? ≤ ? e (CM66)

1- **En V :**

A-compression :

◠

= =

◠

=76.6

?

k=== 352.87 daN/mm2

k=(0.5+0.65) + K=1.01

?

=== 1.07 daN/mm2

? ?

K ≤ e→ 1.02 daN/mm2 ≤ 24 daN/mm2 ..... (CV)

B-Traction :

(CM66-tableau Page211)

K= 1.01

?

=== 0.641 daN/mm2

? ?)

K ≤ e→ 0.64 daN/mm2 ≤ 24 daN/mm2 ……..(CV

2-En X :

A-compression :

◜

= =

◜

= 97 (CM66)

?

k=== 220.05 daN/mm2

⌦

k=(0.5+0.65) + – (0.5+0.65)2 -

K=1.22

?

=== 4.16 daN/mm2

? ?

K ≤ e→ 5.07 daN/mm2 ≤ 24 daN/mm2 ……(CV)

B-Traction :

K= 1.22 (CM66)

?

=== 0.916 daN/mm2

? ?

K ≤ e→ 1.12 daN/mm2 ≤ 24 daN/mm2 …….. (CV)

Conception et calcule des contreventements

V. Etude Sismique:

V.1. Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses **V**ibrations **L**ibres **N**on **A**morties (VLNA).

Pour notre structure, le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

V.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

V.2.1. Centre de masse :

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.Son principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment .

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante : X_G

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

V.2.2. Centre de torsion :

C'est le centre de rigidité de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque.

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement .
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

V.2.3. Excentricité :

V.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion suivant les deux axes

L'excentricité statique est donnée par:

V.2.3.2. Excentricité accidentelle :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$E_x = 0{,}05 . L_x$$
$$E_y = 0{,}05 . L_y$$

V.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

V.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul existant (SAP2000V15)

V.3.1. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituants le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

*Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

* Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

* Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

* les éléments de contreventement sont modélisés par des éléments « frame » .

*Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.3.2. Modélisation de la masse :

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et leurs surcharges d'exploitations avec une minoration : $W = G + \beta * Q + \beta_1 * Q_1$

Avec : β=0.2 (usage d'habitation), β_1 = 0.3 (usage commerciale)

✓ Un modèle a ossature où le contreventement est assuré par des et des palées triangulées concentriques en X et V disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

Les hypothèses de conception des élément de contreventement

-La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
-La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

-Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

❖**modèle:**

Dans ce modèle, afin d'assurer une stabilité supplémentaire de la structure aux forces sismiques latérales. Nous avons introduit des palées triangulées, ces derniers sont disposés dans les endroits adéquats, tout en respectent l'aspect architectural adopté et de minimiser la torsion d'axe vertical.

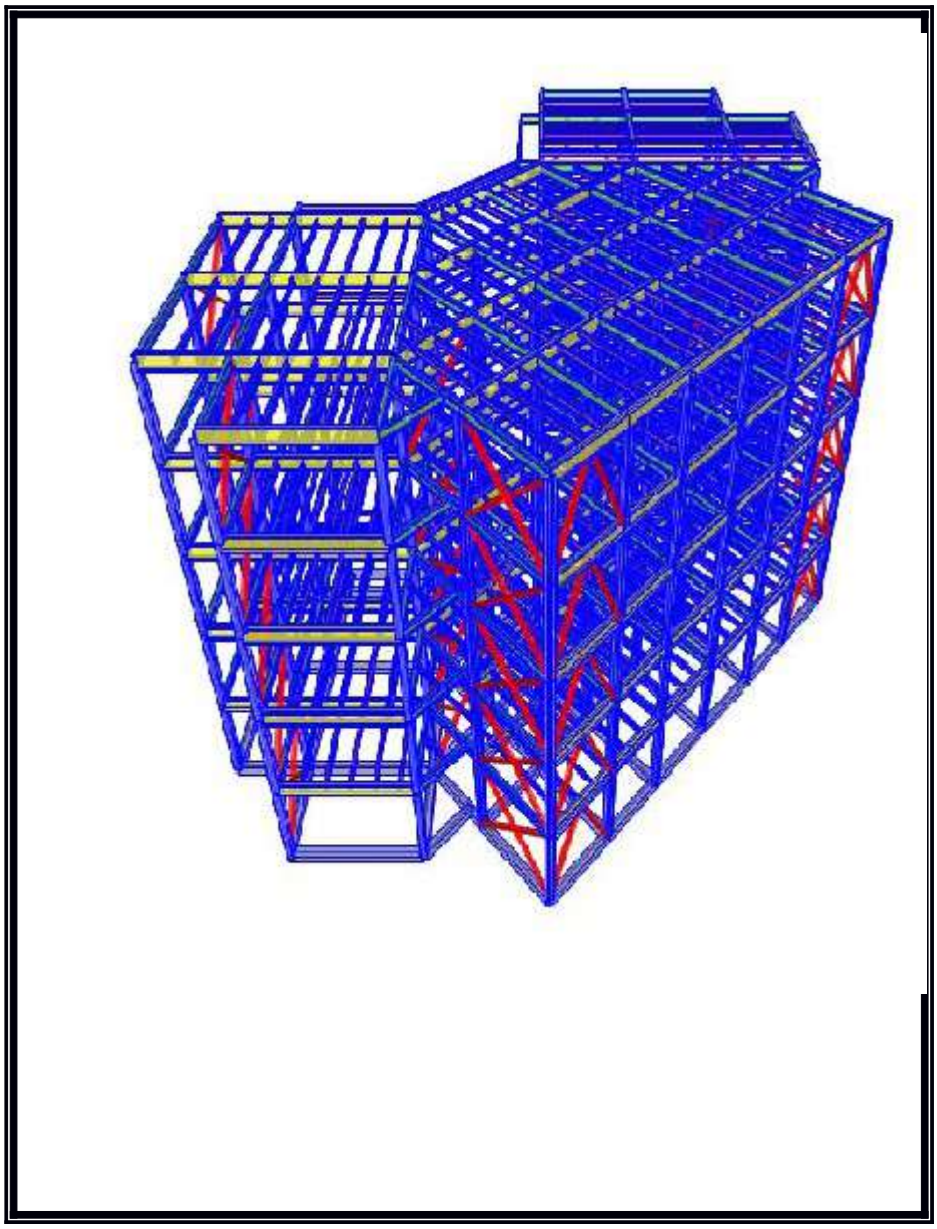


Figure V-1 : modélisation de la structure

L'approche adoptée

Après plusieurs approches essayées pour donner à la structure une rigidité sensiblement la même dans les directions longitudinales et transversales et afin de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante où nous avons disposé des des palées triangulées en X et en V dont les dimensions sont négligeable devant les dimensions en plan des refends.

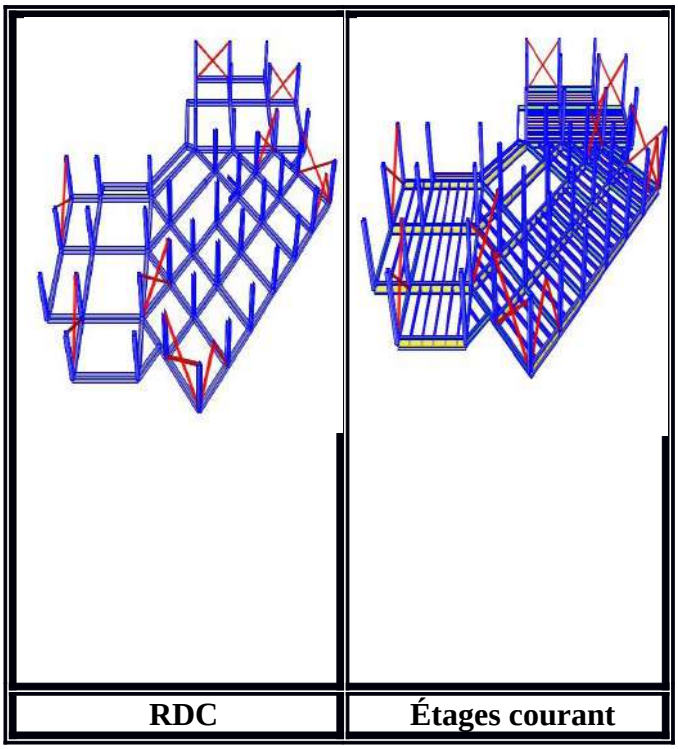


Figure V-2 : disposition des voiles

Caractéristiques géométriques du modèle

1- Détermination du centre de masse et centre de torsion

Les valeurs de centre de masse et centre de torsion sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-1-Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Niveau	Inertie et	Masse et centre de Masse						
Diaphragme	Niveau	Σ Ix	Σ Iy	XR	YR	Masse	XG	YG
DIAPH5_	3.23	1.12	2.10	9.55	8.20	2057.70	9.30	8.66
DIAPH4_	6.46	1.12	2.10	9.55	8.20	2057.70	9.30	8.66
DIAPH3_	9.69	1.12	2.10	9.55	8.20	2057.70	9.30	8.66
DIAPH2_	12.92	1.12	2.10	9.56	8.20	2059.85	9.29	8.67
DIAPH1_	16.15	1.12	2.10	9.57	8.22	2647.43	9.30	8.77

Tableau V-2- Excentricité :

Excentricité				
Diaphragme	Niveau (m)	Ex = |XR-XG|	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
DIAPH5_	3.23	0.25	0.46	Ok
DIAPH4_	6.46	0.25	0.46	Ok
DIAPH3_	9.69	0.25	0.46	Ok
DIAPH2_	12.92	0.27	0.47	Ok
DIAPH1_	16.15	0.27	0.55	Ok

Tableau V-3 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+3.23	30.58	18.76	1.53	0.94
+6.46	30.58	18.76	1.53	0.94
+9.69	30.58	18.76	1.53	0.94
+12.92	30.58	18.76	1.53	0.94
+16.15	30.58	18.76	1.53	0.94

Tableau V-4 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X		Direction Y			
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
+3.23	0.25	1.53	1.78	0.46	0.94	1.40
+6.46	0.25	1.53	1.78	0.46	0.94	1.40
+9.69	0.25	1.53	1.78	0.46	0.94	1.40
+12.92	0.27	1.53	1.80	0.47	0.94	1.41
+16.15	0.27	1.53	1.80	0.55	0.94	1.49

On constate qu'on a pour tous les niveaux une excentricité théorique inférieure à l'excentricité accidentelle donnée par le RPA99, Donc on adopte la valeur de l'excentricité totale, cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.

V.4. ETUDE SISMIQUE :

V. 4.1 Choix de la méthode de calcul :

V. 4 .1.1 Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000V15'.

V.4.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

Principe de la méthode :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

a. Coefficient d'accélération (A) :

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,2

b. facteur de correction d'amortissement (η)

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement (R) :
Conformément à l'article 8.4.2 du RPA 99v2003,

Donc : R = 4.

d. facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	non	0.05	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0	non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

e. périodes caractéristiques :

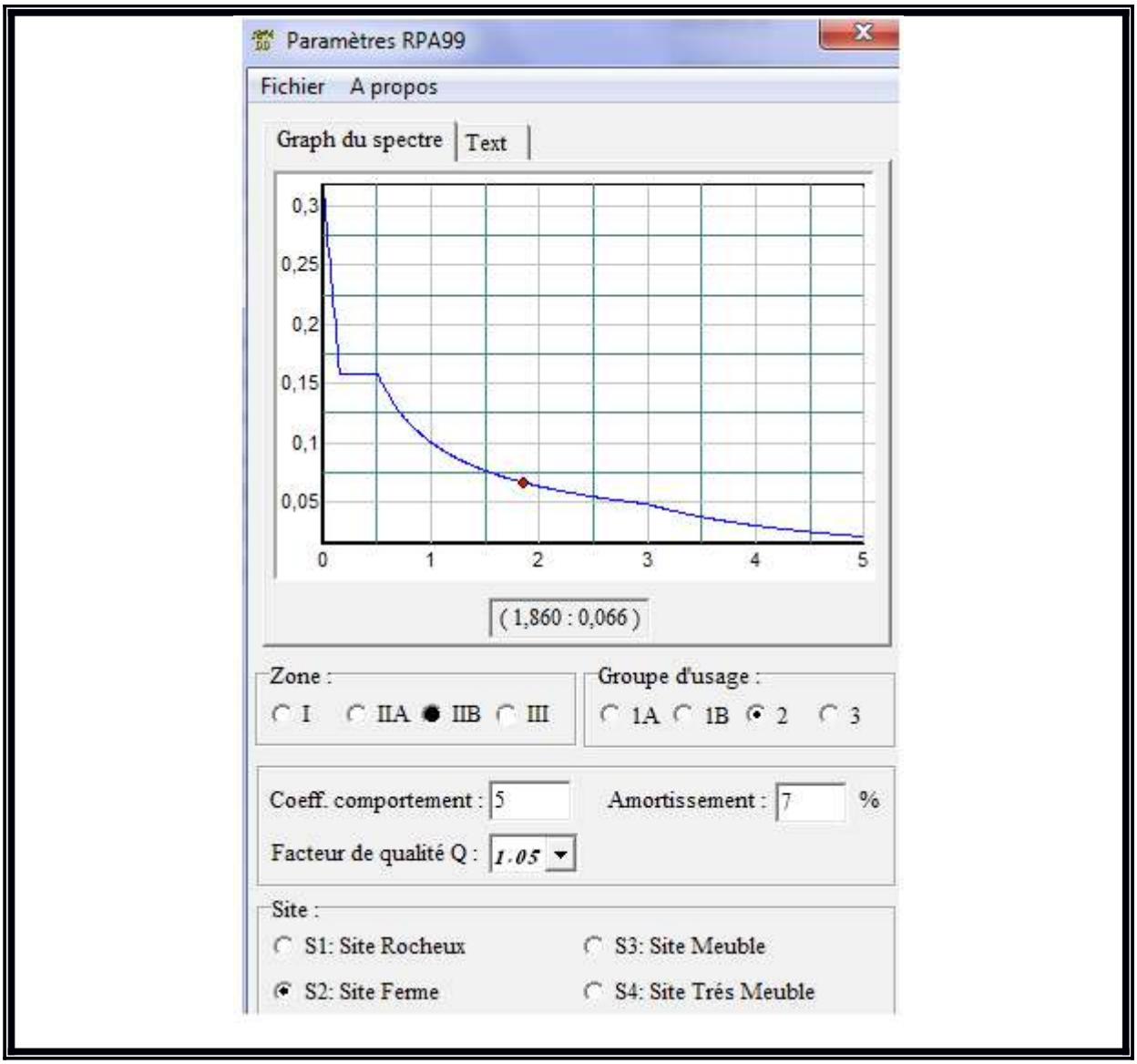


Figure V-3:spectre de réponse

V.4.2. Résultats de l'analyse dynamique :

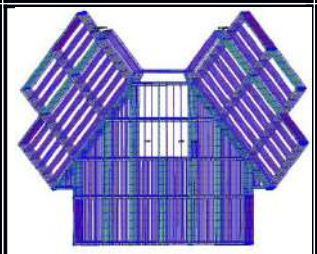
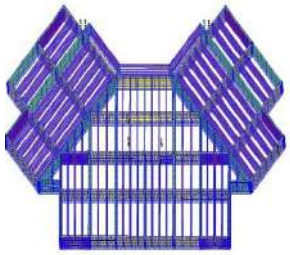
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement

- Vérification vis à vis de l'effet P-D

➢ **Vérification de comportement**

Tableau V-6 : Le comportement des trois premiers modes

comportement	Mode 1	Mode 2	Mode 3
			
Sens X	0,54%	76,10%	29,88%
Sens Y	77,73%	0,53%	20,17%
Sens Z	0,13%	0,03%	25,68%
	translation suivant l'axe (y)	**translation suivant l'axe (x)**	**rotation autour de l'axe (z)**

➢ **Vérification de participation massique**

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 d'après l'RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau V-7: Période et facteurs de participation massique

mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	0,48	0,54%	76,10%
2	0,38	78,27%	76,63%
3	0,32	78,40%	76,67%
4	0,14	78,65%	93,89%
5	0,12	92,63%	94,14%

D'après le tableau précédent, on remarque qu'on a une structure un peu rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 5ème mode.

- **Vérification des périodes**

Les valeurs de T, calculées à partir de 'SAP2000V15 'ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions, on utilise les formules :

$T=0.09*h_N$ /…… (1)

$T = C_{T^*}$ …….. (2)

- calcul considéré.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de rem-plissage et donné d'âpres (RPA tableau 4.6.)

(1)

$T_X = 0.26$ s

$T_Y = 0.34$ s

Dans ce cas, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement (1) .

Tableau V-8: vérification des périodes

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.26	0.15	0.338	c.v
Y	0.34	0.40	0.442	c.v

- **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

La résultante des forces sismiques à la base V_d, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

a. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone** A = 0,2
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)
η : facteur de correction d'amortissement :
ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882
T : période fondamentale suivant les deux directions pour calculé cette dernière on utilise la formule :

Dx= 2.205
Dy= 2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure** R = 4
- **Q : facteur de qualité** Q_x =1.05

Q_y=1.05

- **W : poids total de la structure**

β_1 = 0.2 (usage d'habitation)

W= 11110.63 kN

Tableau V-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	ΣW_i (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.2	2.205	2.205	4	1.05	1.05	11110.63	1479.12	1479.12

B .Calcul de la force sismique dynamique

D'après le logiciel qu'on a utilisé (sap2000v15) on a obtenu les résultats suivants :

V_{dx} = 1453.14KN

V_{dy} =1279.95kN

Tableau V-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	V_d (kN)	0.8*V	$V_d \geq 0.8*V$
X	1479.12	1453.14	1183.29	c.v
Y	1479.12	1279.95	1183.29	c.v

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Le moment de renversement est égal à :

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G * Wi$

$MtY = Y_G * Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de l'étage dans chaque niveau

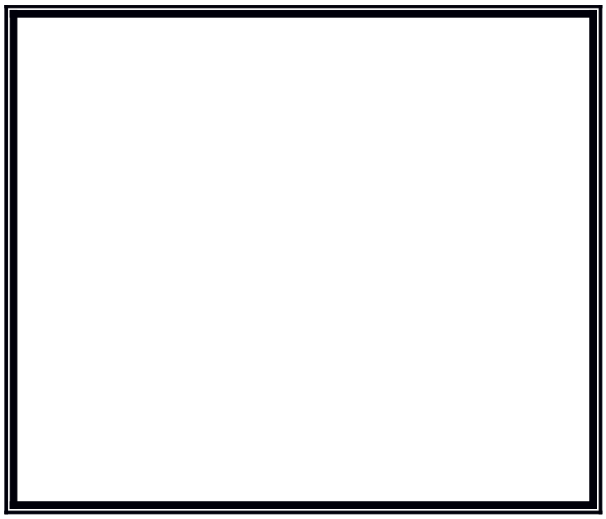


Figure V- 4: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

a. **<u>Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :</u>**

On a :

- TX = 0.26 s → Ft = 0
- TY = 0.34 s → Ft = 0

Donc:

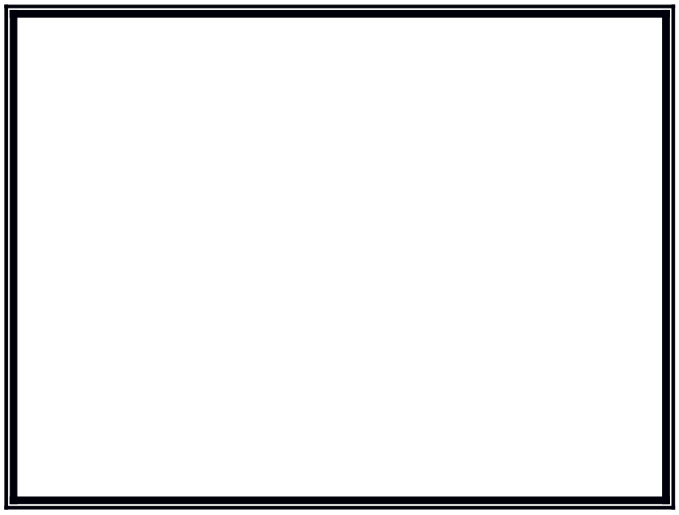


Figure V-5 : Distribution des forces sismiques

Tableau V-11: Forces sismiques selon la hauteur suivant (X)

Niveau (m)	Wi	Wi*Hi	αx	(Vx-Ft)	Fix
16.15	2647.43	42755,99	0.391	1453.14	568,71
12.92	2059.85	26613,26	0.243	1453.14	353,99
9.69	2057.70	19939,11	0.182	1453.14	265,22
6.46	2057.70	13292,74	0.121	1453.14	176,81
3.23	2057.70	6646,37	0.060	1453.14	88,41
	Σ	109247,48	1		

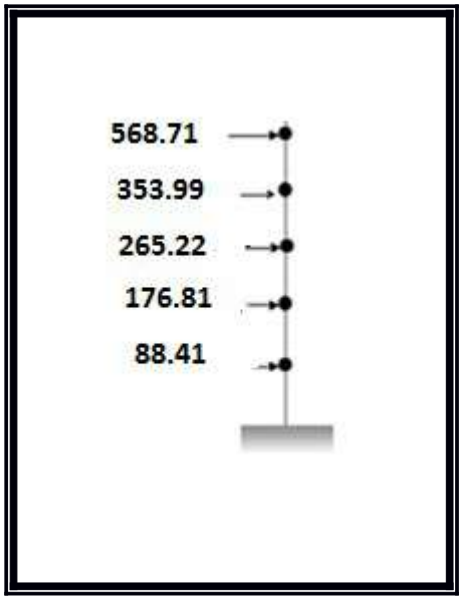


Figure V-6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (x)

Tableau V-12: Forces sismiques selon la hauteur suivant (Y)

Niveau (m)	Wi	Wi*Hi	αy	(Vy-Ft)	Fiy
16.15	2647.43	42755,99	0.391	1279.95	500,93
12.92	2059.85	26613,26	0.243	1279.95	311,80
9.69	2057.70	19939,11	0.182	1279.95	233,61
6.46	2057.70	13292,74	0.121	1279.95	155,74
3.23	2057.70	6646,37	0.060	1279.95	77,87
	Σ	109247,48	1		

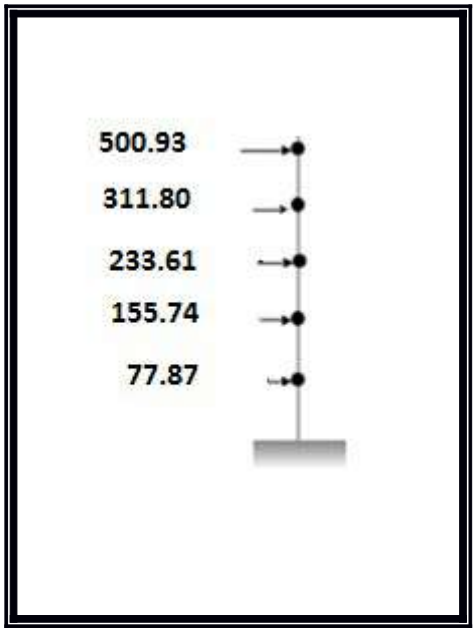


Figure V-7: Concentration des forces sismiques aux étages suivant(y)

b. **Moment de renversement**

Tableau V-13: calcul du moment de renversement

Hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mox(KN.m)	Moy(KN.m)
16.15	568,71	500,93	9184,71	8090,05
12.92	353,99	311,80	4573,58	4028,49
9.69	265,22	233,61	2569,96	2263,66
6.46	176,81	155,74	1142,20	1006,07
3.23	88,41	77,87	285,55	251,52
		Σ	17756,00	15639,79

c. **Moment stabilisant**

Tableau V-14 : calcul du moment stabilisant

niveau (m)	Wi (kn)	XG (m)	YG (m)	Mtx	Mty
16.15	2647.43	9.30	8.77	24621,10	23217,96
12.92	2059.85	9.29	867	19136,01	17858,90
9.69	2057.70	9.30	8.66	19136,61	17819,68
6.46	2057.70	9.30	8.66	19136,61	17819,68
3.23	2057.70	9.30	8.66	19136,61	17819,68
			Σ	101166,94	94535,91

Donc il faut vérifier que :

Tableau V-15: Vérification de stabilisation

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	
101166,94	94535,91	17756,00	15639,79	5.70	6.04	**cv**

La condition est vérifiée ce qui implique que la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions soit assurée.

- **Vérification des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

- : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:
Δk limite = 0.01 he
Avec : he : la hauteur de l'étage k.
Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V-16 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (X)

Niveau(m)	δ_e(cm)	δ_k =R. δ_e (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+16.15	0.78	3.12	0.64	3.23	**Ok**
+12.92	0.62	2.48			

+9.69	0.45	1.8	0.68	3.23	**Ok**
			0.72	3.23	**Ok**
+6.46	0.27	1.08			
			0.64	3.23	**Ok**
+3.23	0.11	0.44			

Tableau V-17 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (Y)

Niveau(m)	δ_e(cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+16.15	1.13	4.52	0.96	3.23	**Ok**
+12.92	0.89	3.56			
			1.04	3.23	**Ok**
+9.69	0.63	2.52			
			1.04	3.23	**Ok**
+6.46	0.37	1.48			
			0.88	3.23	**Ok**
+3.23	0.15	0.60			

- **<u>Vérification vis à vis de l'effet P-D</u>**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-D) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$q = P_k \ D_k \ / \ V_k * h_k \quad £ \ 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- D_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < q \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

Si $q > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V-18: Vérification l'effet (P-D) sens (X)

hk (m)	Pk (kn)	Fix (Kn)	Vkx (kn)	Δkx (cm)	θ	θ≤0.10
16.15	2647.43	568,71	1453.14	0.78	0.0043	**cv**
12.92	2059.85	353,99	1453.14	0.62	0.0027	**cv**
9.69	2057.70	265,22	1453.14	0.45	0.0019	**cv**
6.46	2057.70	176,81	1453.14	0.27	0.0012	**cv**
3.23	2057.70	88,41	1453.14	0.11	0.0005	**cv**

Tableau V-19: Vérification l'effet (P-D) sens (Y)

hk (m)	Pk (kn)	Fiy (kn)	Vky(kn)	Δky (cm)	Θ	θ≤0.10
16.15	2647.43	500,93	1279.95	1.13	0.0072	**cv**
12.92	2059.85	311,80	1279.95	0.89	0.0044	**cv**
9.69	2057.70	233,61	1279.95	0.63	0.0031	**cv**
6.46	2057.70	155,74	1279.95	0.37	0.0018	**cv**
3.23	2057.70	77,87	1279.95	0.15	0.0007	**cv**

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constat que la structure étudiée est justifiée
vis –à- vis de l'effet P-Δ.

- **Justification de la largeur du joint** :

Notre structure comporte un joint de dilation, les blocs voisins doivent être séparés par un joint dont la largeur minimale (satisfait la condition suivante :
Dmin = (+) +15mm ≥40mm

Avec :
(1) et (2) déplacements maximaux calculés au niveau du sommet de chaque bloc.

D'après les résultats des déplacements obtenus, on peut évaluer le joint comme suit :

Tableau V-20 : largeur minimale du joint

	_1 (mm)	_2 (mm)	d min (mm)	d min≥40 mm	d adoptées (cm)
Suivant (x)	7.80	7.80	30.60	Cnv	10
Suivant (y)	13	13	41	Cv	10

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de notre bloc.

IV.1. Introduction :

Les actions climatiques sont l'ensemble des charges agissant sur la structure dont l'origine est liée au climat comme :

- La neige.
- Le sable.
- Le vent.
- La température.

L'application de ces derniers peut être périodique (selon les saisons) ou permanent (nature du site).

Les actions climatiques sont données dans le DTR : Règle NV99 et sont classées dans deux groupes d'actions verticale et horizontale

- Charge verticale (neige, sable).
- Charge horizontale (vent).

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction.
Ces forces dépendent de la région, de l'altitude et des dimensions la structure.
Les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une structure.

IV.2.Application du R N V 99 :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.
Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent.

Vérification à la stabilité d'ensemble :
Cette vérification s'effectue selon les étapes suivantes :

IV.2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

Données relatives au site.
Site plat (ch2, tab2, 4, 3) ; c_t=1.
Zone I (tab2, 3) ; q_{ref}=470 N/m2.

Terrain de catégorie (IV) tab
(2,4) présente les valeurs suivantes :

Facteur de terrain K_t	Paramètre de rugosité Z_0(m)	Hauteur minimale Z_{min}(m)	Coefficient ε
0.24	1	16	0.46



R_{XX} : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.
R_{YY} : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.
Notre bâtiment étant en béton armé, la valeur de C_d doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la figure 3.1 du RNV99.

Sens x-x :

Pour h = 16.15m et b = 19.22 m.
Après l'interpolation :
On aura : $C_d = 0{,}95$

Sens y-y :

Pour h = 16.15 m et b = 30.42 m.
Après l'interpolation :
On aura : $C_d = 0,93$

Remarque : C_d <1.2 la structure est peu sensible aux excitations dynamiques (ch1, Art3.2)

IV.2.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour une structure permanente la formule vaut : (ch2Art3.2)

$$q_{dyn} = q_{ref} * C_e(Z_{eq})$$

$q_{ref} = 470$ N/m^2 ; (tab 2,3) RNV 99.
q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

IV.2.2. a. Calcul du coefficient d'exposition au vent C_e : (ch2Art3.3)

La structure est peu sensible aux excitations dynamiques, C' est donné par :

Avec :

$C_t(Z_{eq}) = 1.$

C_r : est le coefficient de rugosité, il est définit par la loi logarithmique :

Pour $Z_{min} = 16$ m $\leq Z \leq 200$ m

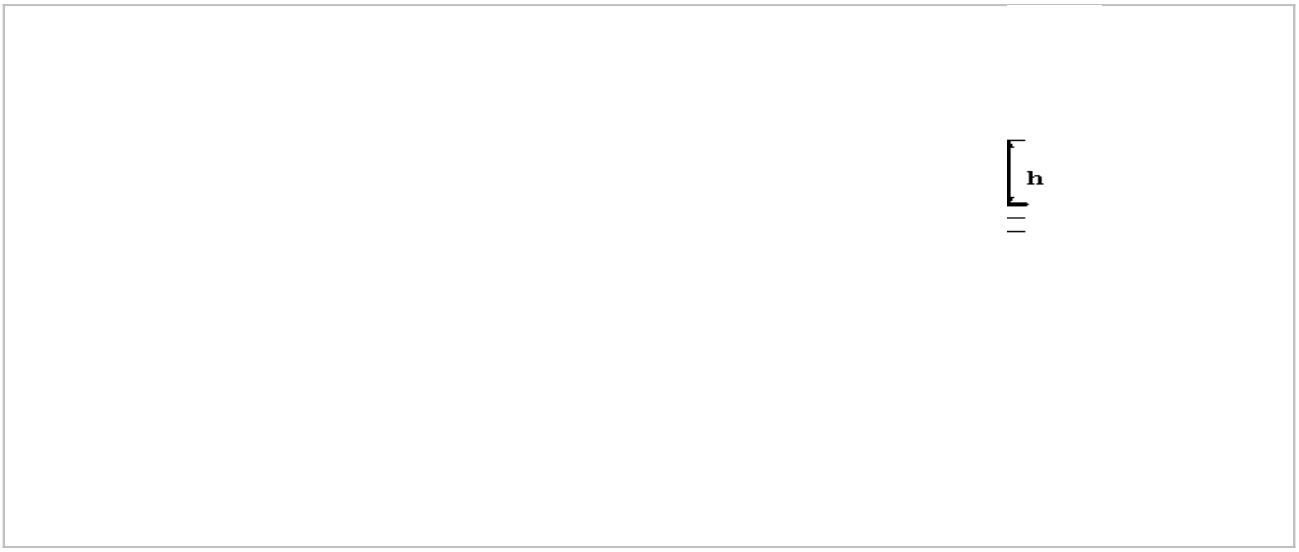
Pour Z $Z_{min} = 16$ m

	Zj(m)	C_r	C_e	Q_{dyn}(N/m2)
Parois verticales	3.23	0.66	1.54	723.8
	6.46	0.66	1.54	723.8
	9.69	0.66	1.54	723.8
	12.92	0.66	1.54	723.8
	16.15	0.66	1.54	723.8

Tableau IV-2-Coefficient d'exposition au vent Ce

V.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour les parois verticales, il convient de les diviser comme l'indique la figure

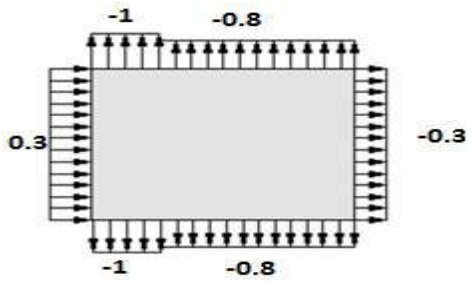


5.1. Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans l'article 5.1 du RNV99.

AA'		BB'		C		D		E	
Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
-1	-1.3	-0.8	-1	-0.5	-0.5	0.8	1	-0.3	-0.3

C_{pe} : Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire.
e = Min (b, 2h)
b : dimension du coté perpendiculaire au vent.
On détermine la pression extérieure des toitures plates par le tableau 5.2 du RNV99.
Alors, on aura dans notre cas :
Parois verticales :
-Sens YY : vent perpendiculaire à b = 30 .42 m.
On a b = 30.42 m ; d = 19.22m ; h = 16.15m.
e = Min (30.42, 2*16.15) ; donc e = 30.42 m.
Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

Vent



-0.1 -0.8 -0.5

Vent

0.8 -0.3

-0.1 -0.8 -0.5

IV.2.4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On utilisera les valeurs : $C_{pi} = -0,5$; $C_{pi} = +0,8$.

IV.2.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

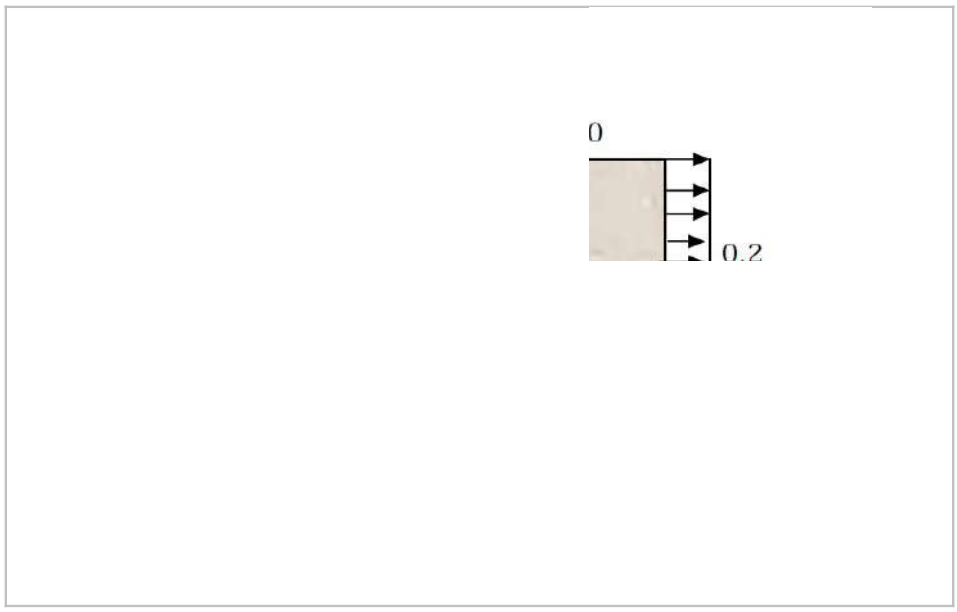
$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

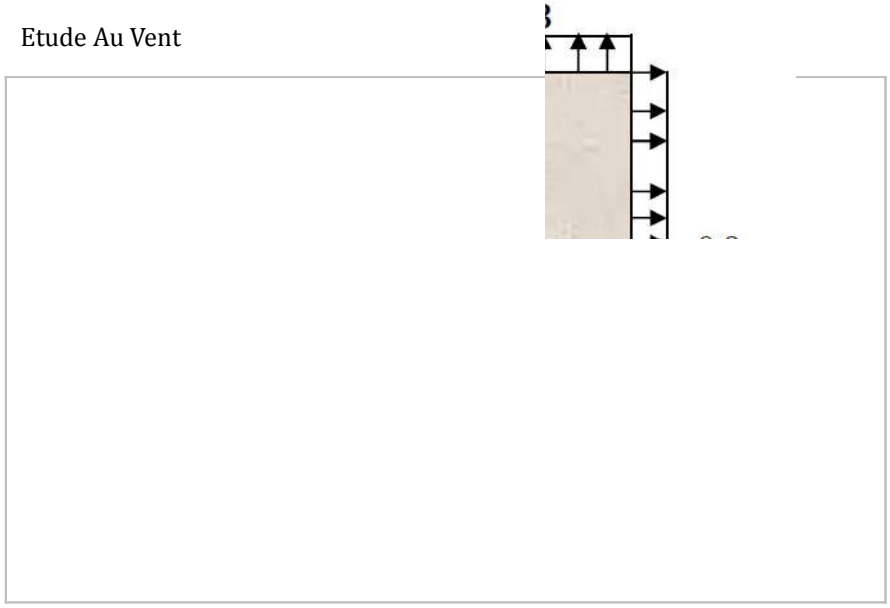
Les résultats sont présentés dans les tableaux ci après

Pour $C_{pi} = -0.5$ Alors on a le tableau suivant :

ZONE	C_{pi}	$C_{PE} = C_{P10}$	C_{PE}
AA'	-0.5	-1	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0

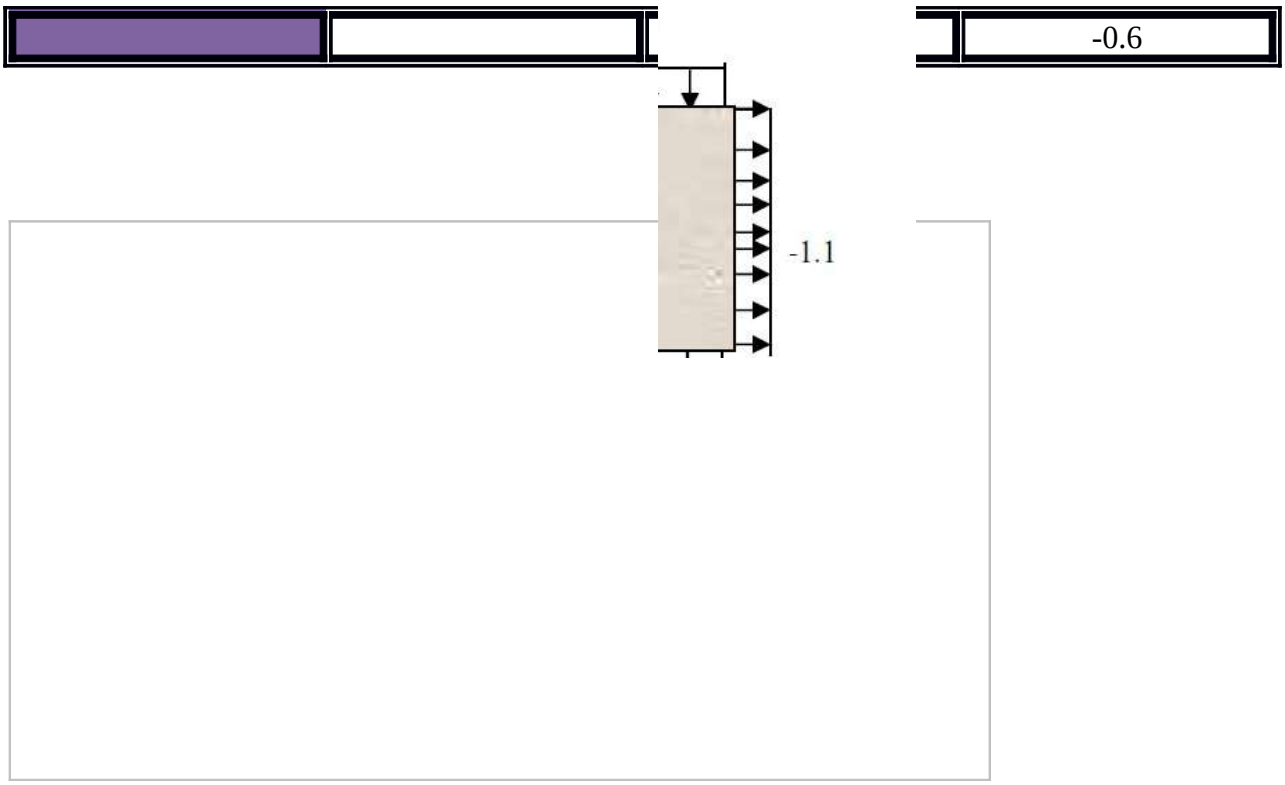
D	-0.5	+0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	+0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	-0.2	+0.3
		+0.2	+0.7

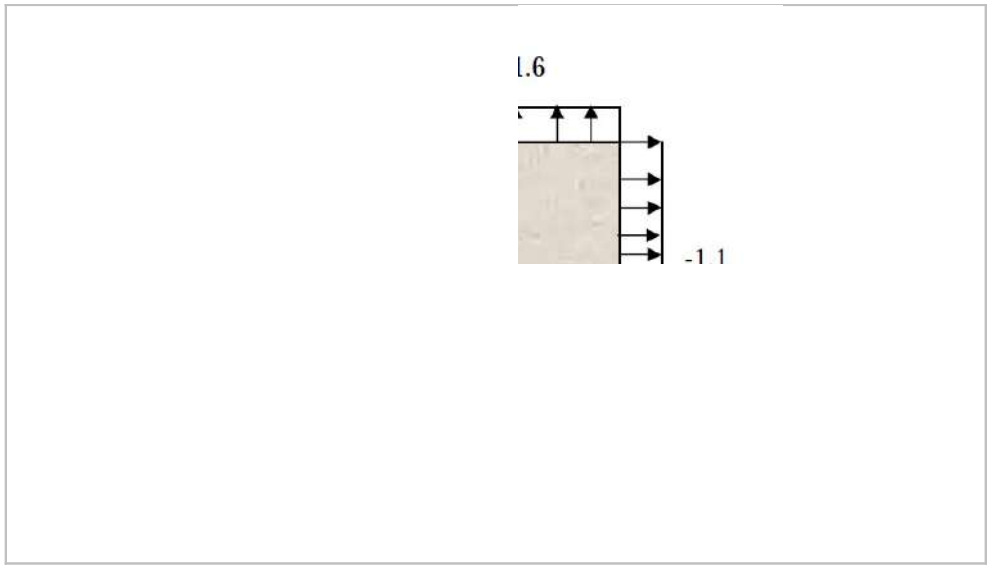




Pour C_{pi} = 0,8. Alors, on a le tableau suivant :

ZONE	C_{pi}	C_{PE}= C_{P10}	C_{PE}
AA’	0.8	-1	-1.8
BB’	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1


-0.6
-1.1



IV.3. Répartition des coefficients de pression :

IV.3.1. Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent qj , qui s’exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d * W(Zj).$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Zj relative à l'élément de surface j W(Zi) est donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Zj) = q_{dyn}(Zj)*(C_{pe}-C_{pi}).$$

D'où :

$$q_j = C_d*q_{dyn}(Zj)*(C_p).$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau (5-7),(5-8)

IV.3.2. Calcul des forces de frottement :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles le rapport d/b ≥3, et le rapport d/h ≥3,

dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement.

La force résultante R, se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w, qui correspond à la résultante des forces horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées au niveau de l'acrotère.

Une force de soulèvement F_u.

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

R=

Niveau (m)	Cp	S (x-x) m2	S (y-y) m2	Q_{DYN} (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x) N	R(y) N

+3.23	0.2	62.08	98.26	723.8	137.52	134.63	8537.24	13228.74
+6.46				723.8	137.52	134.63	8537.24	13228.74
+9.69				723.8	137.52	134.63	8537.24	13228.74
+12.92				723.8	137.52	134.63	8537.24	13228.74
+16.15				723.8	137.52	134.63	8537.24	13228.74

Tableau IV-6 : Sens XX

Tableau IV-7 : Sens YY

Niveau (m)	Cp	S (x-x) m2	S (y-y) m2	Q_{DYN} (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x) N	R(y) N
+3.23	-1.1	62.08	98.26	723.8	-756.37	-740.45	-46955.45	-72756.62
+6.46				723.8	-756.37	-740.45	-46955.45	-72756.62
+9.69				723.8	-756.37	-740.45	-46955.45	-72756.62
+12.92				723.8	-756.37	-740.45	-46955.45	-72756.62
+16.15				723.8	-756.37	-740.45	-46955.45	-72756.62

Tableau suivant présentant les résultats :

Sens (XX) :

R(x) KN	R(y) KN
42.69	66.14

Sens (YY) :

R(x)KN	R(y) KN
-234.78	-363.78

Remarque :
le signe (-) indique que la force est opposé au sens choisi.

IV.4. Conclusion:

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vue que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est très faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.

IV.5.Etude de neige :

Art 3.11 de RNV99 Zone A

La charge caractéristique de neige S par unité du surface en projectiion horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivant :

$$S = \mu.S_k \quad [KN/m^2]$$

S_k = (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol.

μ = est un coefficient d'ajustement des charges.

S = = =0.78 KN/m^2

= 78 Kg/m^2

$\mu = 1$

$S = N_n$ =78 Kg/m^2

III .1. Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

• Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et a la Stabilité de l'ensemble en général.

• Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.L'acrotère :

III. 2.1. Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher-terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous :

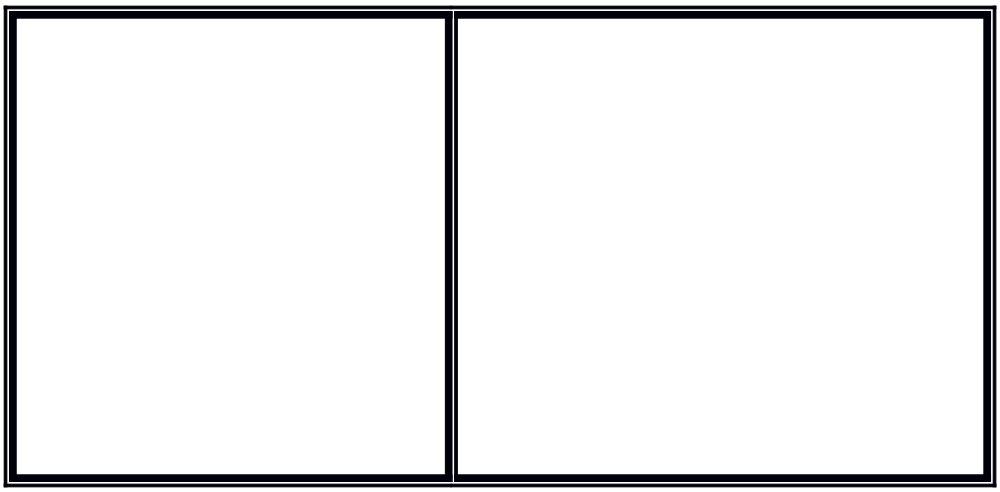


Figure III-1 :L'acrotère

III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III-1 : Les charges

Charge permanente G [daN.ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = **171.2**
charge d'exploitation Q [daN/ml]	**100**

III.2.3. Calcul des efforts :

Tableau III-2: Les efforts a l'ELU et l'ELS

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (daN)	1,35 * G= 231.1	G = 171.2
Effort tranchant : Tu (daN)	150* Q = 150	Q = 100
Moment d'encastrement : Mu(daN.m)	1,5 * Q * h =90	Q * h = 60

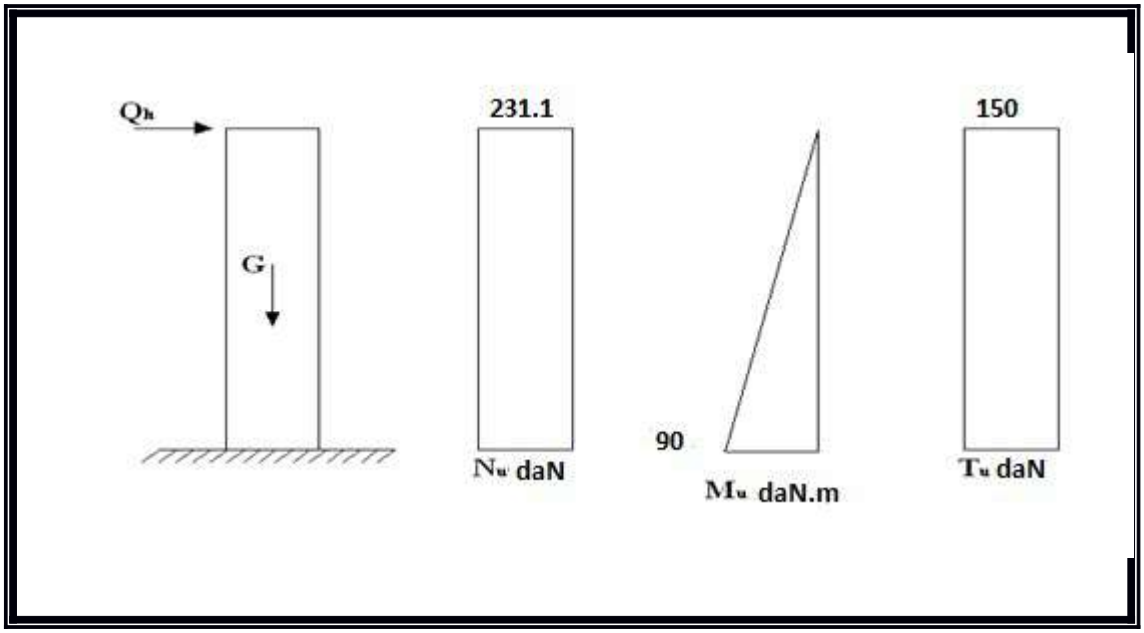


Figure III-2 : Diagrammes des efforts à l'ELU

III.2.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa $\quad \sigma_{s\ adm} = 348$ MPa

$f_{t28} = 2.1$ MPa $\quad d = 7.5$ cm

$f_e = 400$ MPa $\quad h = 10$ cm, $b = 100$ cm

$= 14.2$ MPa $\quad c = c' = 2.5$ cm,

a-Vérification à l' E L U

- **Calcul de l'excentricité**

$e_0 = \Leftrightarrow e_0 = 0.3894$ m

On a : $e_0 = 0.3894$ m $\Leftrightarrow$ - c = 0.025 m

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcul la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M, puis on déduit la section d'armatures réelle en flexion composée (on adopte un ferraillage symétrique)

- **Calcul du moment de flexion**

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

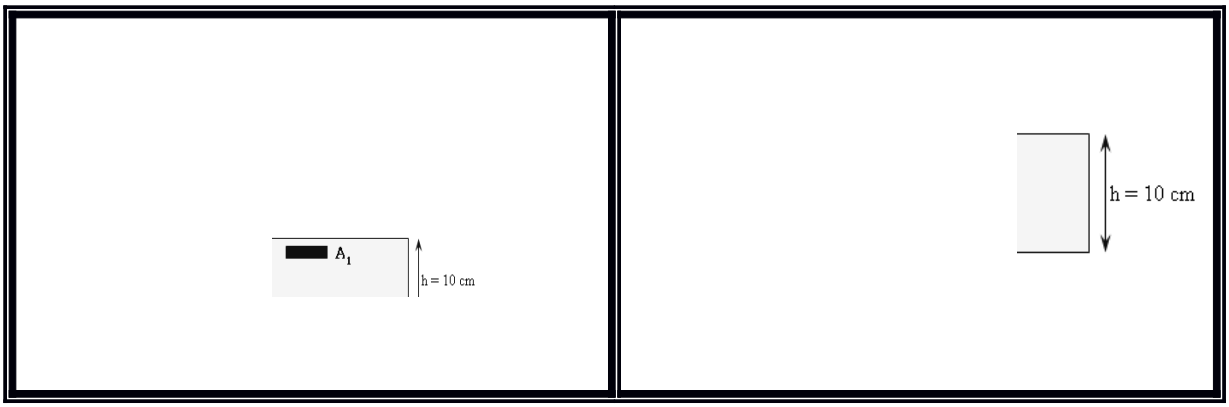


Figure III-3 : Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + (- C) \Leftrightarrow e = 0.414$ m

$M1 = N * e \Leftrightarrow M1 = 95.8$ daN.m

- **Calcul des armatures verticales**

$A = 0.303$ cm²

A' =0 cm²

- **Condition de non fragilité**

Amin =1 cm²> A =0.302 cm² ❥ A = Amin = 1.00 cm²
On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

- **Armatures de répartition**

On a : ≤Ar ≤ ❥ 0.50 ≤Ar ≤ 1.005

Donc, on prendra : **Ar = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

- **Espacement**

St= (100/4) =25 cm ≤Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm
Srép= (60/4)=15 cm ≤Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

b- Vérification à l'E.L.S

Données: N_{ser} = 171.2 daN
M_{ser} = 60 daN.m

- **Calcul de l'excentricité**

On a

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : ≤

= 0.01677 m**.**

M'_G/N_{ser} = 60.125/171.2 = 0.51301 m

Donc : 0.51301>= 0.01677 m. **(c.v)**

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: (fissuration préjudiciable)
Où : avec

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:
$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"
tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = h/2 - e_0 = -0.3005$ m < 0".

- **Application numérique**

Donc l'équation devient:

Les racines de l'équation sont:

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc:

avec :

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. _____

- A: coefficient d'accélération, [groupe d'usage2, zone IIb]
- C_p: facteur de force horizontal, [R.P.A Tab. 6.1]
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.

Calcule des éléments secondaires : partie Acrotère

- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 171.2 KN.

…… (c.v)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

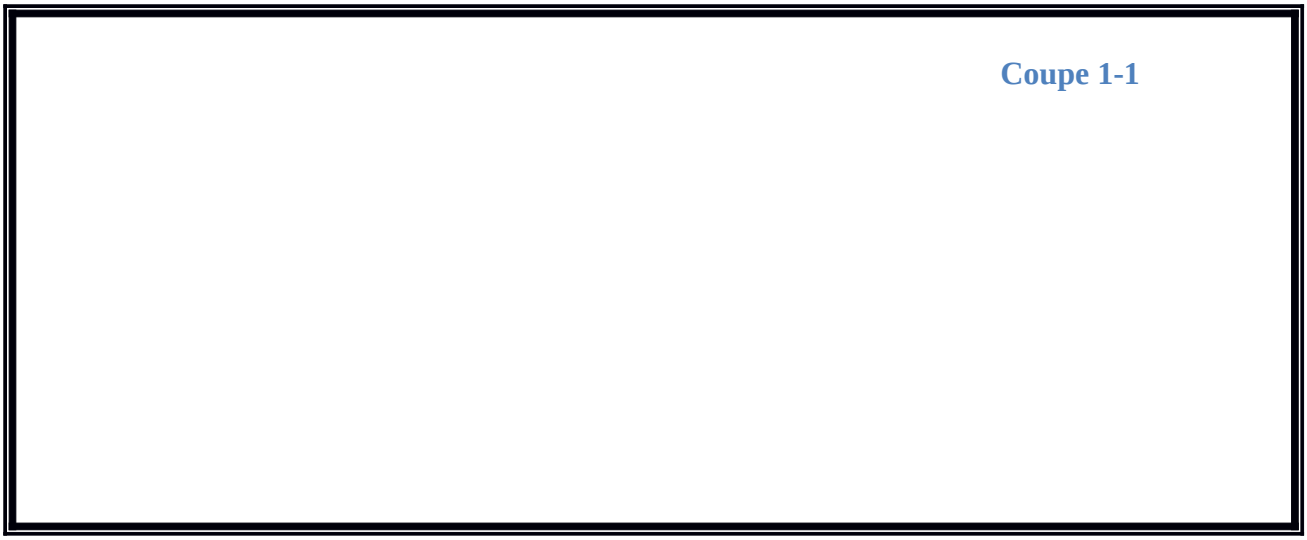


Figure III-4- ferraillage de l’acrotère

III-2-Plancher mixte :

III-2-1-Introduction :

Un plancher mixte est constitué par un coffrage perdu en tôle mixte nervurée d'acier

(Généralement galvanisée) recouverte d'une couche de béton

Le système d'envient plancher mixte disque l'on à assuré une adhérence suffisante entre le béton et l'acier pour qu'ils participent ensemble à la résistance à la flexion.

On considère que la tôle est un coffrage perdu et que la dalle en béton armé seule la résistance à la flexion.

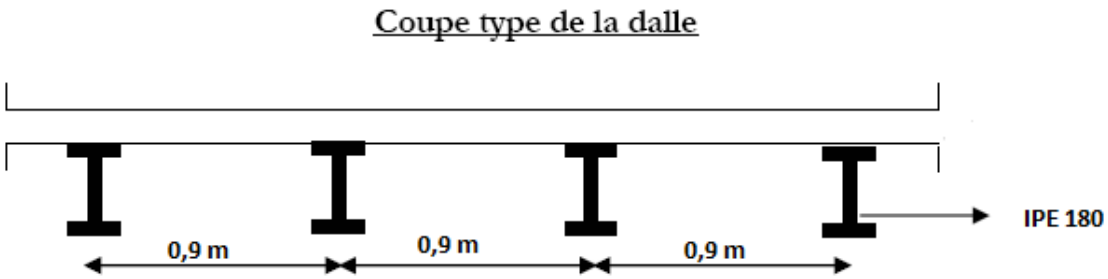


Figure III-2-1-Plancher mixte

III-2-2Calcul du plancher mixte :

E_a : Module d'élasticité de l'acier ($E_a = 2{,}1 .10^6$ daN/cm^2)

E_b : Module d'élasticité du béton ($E_b = 1{,}4 . 10^5$ daN/cm^2)

- = = 15 coefficient d'équivalence

= coefficient de retrait : $4 . 10^{-4}$

σ_b : contrainte de flexion de la fibre supérieures du béton

σ_b' : contrainte de flexion dans le béton au contacte avec l'acier

σ_a' : contrainte de flexion de la fibre supérieures de l'acier

σ_a : contrainte de flexion de la fibre inferieure du béton

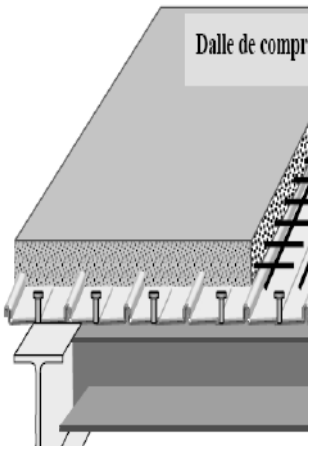


Figure III-2-2-Plancher mixte

- **Largeur de la dalle collaborant :**

= min ✹ = 45 cm

✹ = 45 cm

✹ e .e_p = 6 .10 = 60cm

= 45 cm

Donc : b =90 cm

1er phase :

(Action composite n'est pas encore formé) c'est-à-dire , la panne travaille seule

- Béton frais : 2500 . 0,1 . 0,90 ……. =225 daN/ml
- P. propre de la panne (IPE 180) ...……..=18,8 daN/ml
- P-TN 40 12 X 0 ,90 ……. =10,8 daN/ml

G_{Tot} = 254,6 daN/ml

A/Condition de flèche :

Il faut que :

$F_{tot} \leq F_{adm}$ =

Avec :

F_{tot} = = = 0,49 cm

F_{adm} = = = 0.15 cm

$F_{tot} \leq F_{adm}$ (CV)

B/Condition de résistance :

q = G = 339,46 daN/ml

donc :

M_x = = =859,25 daN/m

σ_{a1} = σ_{a1}' = = =588,53 daN/cm² < 2400 daN/cm²

La condition de la résistance est donc satisfaite .

2eme Phase :

(Action composite déjà formée) la panne et la dalle travaillent ensemble .

G = 470 daN/m²

G actuelle restant = 470 . 0,90 - 135 - 10.8 =277,2 daN/ml

Q= 150 . 0,9 = 135 daN/ml

q = G_{rest} + Q = (277.2)+ (135) = 572,1 daN/ml

M_x = = =1448,128 daN/m

Détermination de l'axe neutre :

B= b. h_0 =45 . 10 = 450 cm²

B_0 = B + n_a = 450 +18 . 239

B_0 = 880,2 cm²

On à :

h = + h_0 = 9 +10 = 19 cm

$ht = h+h_0 = 29$ cm

$d_0 = = = 14,5$ cm

$I_b = = = 3750$ cm⁴

$K = = = 1,04$

K > K' ✹ l'axe neutre passe dans la table (dalle)

- La position de l'axe neutre est obtenu par :

x = ✹ x= = 11,763 cm

➢ **<u>Moment d'inertie de la section réduite :</u>**

$I_1 = + 15\ I_0 + n_a\ (h-x)^2$

$I_1 = + 15\ (1317) + (18 . 23,9)\ (19 - 11,763)^2$

$I_1 = 66700,737$ cm⁴

Donc :

$\sigma_b = = = 25,53$ daN/cm²

Et

$\sigma_a' = \sigma_{a2}' + \sigma_{a1}'$

Avec :

$\sigma_a' = =$

$\sigma_a' = 68,86$ daN/cm²

$\sigma_a' = \sigma_{a2}' + \sigma_{a1}' = 588,53 + 58,89$

$= 657,42$ daN/cm²

Et :

$\sigma_a = -\sigma_{a1} - \sigma_{a2}$

Avec :

$?_{a2} = \quad = \quad = 673{,}613$ daN/cm²

$?_{a} = - ?_{a1} - ?_{a2} = - (588{,}53 + 673{,}13)$

$= - 1262{,}14$ daN/cm²

- **<u>Contrainte dues au retrait :</u>**

$?_{b1} = ⌘E_b (\quad + h \quad - 1)$

Avec :

$⌘= 4 .10^{-4}$

$E_b = 1{,}4 .10^5$

On à :

$= \quad = \quad = 3113{,}28$ cm³

$_{br} = 4 .10^{-4} . 1{,}4 .10^5 (\quad + 19 \quad - 1)$

$_{br} = 60 . (0{,}0466 . (23{,}401) -1)$

$_{br} = 5{,}4291$ daN/cm²

$?_{b1} = ⌘(\quad + ht- h \quad)$

Avec :

⌘= 4 .10^{-4}

E_b = 2,1 .10^6

On à :

σ_{b1} = 4.10^{-4} (+ 29- 19)

$_{b1}$ = 39,207 . (5,598)

$_{b1}$ = 219 ,48 daN/cm^2

σ_{br}' = ⌘(+ h- h)

Avec :

⌘= 4 .10^{-4}

E_b = 2,1 .10^6

On à :

σ_{b1} = 4.10^{-4} (+ 29- 19)

$_{b1}$ = 564,63 daN/cm^2

- **<u>Vérification des contrainte totales :</u>**

$\sigma_b + \sigma_{br}$ = 25,53 +5,4291 = 30,959 daN/cm^2 < 150 Kg/cm^2

$\sigma_a' + \sigma_{ar}$ = 657,42 + 219 ,48 = 876,9 daN/cm^2

< σ_a' = σ_2 = - 1262,14 + 219,48 = 1042,66 daN/cm^2

1042,66 < 2100 daN/cm^2

Note : la limitation des contraintes est conforme aux recommandation du CTI CM

- **Evaluation de la contrainte trangentielle :**

$\tau =$

Avec :

T =

A_a : section de l'âme : h .a = 14,6 . 0,53 =7,738 cm^2

$q_u = G_{res} + Q$

G_{res} = (470 .0,9)+ 18,8 = 441,8 daN/ml

Q = 150 . 0,9 = 135 daN /ml

q_u = 441,8 + 135

q_u = 791,56 daN/ml

Donc :

T = = 1781,01 daN

$\tau =$ = 230,16 daN/cm^2

230,16< 1200 daN/cm^2

La condition de résistance au cisaillement est satisfaite .

- **Calcul de déformations :**

$F_t = F_1 + F_2 + F_3$

Avec :

F_1 : flèche de la 1ere phase

F_2 : flèche de la 2eme phase

F_3 : flèche du au retrait

F_1 = 0,49 m

F_2 =

Avec : q^* = G_{res} + Q = 277,2 +135 = 412,2 daN/ml

F_2 = = =0,235 cm

F_2 = 0,235 cm

F_3 = = =0,472 cm

F_t = 0,49 + 0,235 + 0,472 = 1,197 cm < F_{adm} = = = 1,5 cm

« L'IPE 180 » Convient comme panne pour plancher .

- **Calcul des connecteurs :**

- Effort de cisaillement longitudinal (voir art .2.413.du CTI CM)l'effort tranchant est égale à :

  q = (G + Q) . e

  Avec : G= 470 + = 20,88 +470 = 490,88

  q = (490,88 + 150) . 0,9

  q = 791,556 daN/ml

  T_1 = = = 1484,16 daN

$T_2 = \quad = \quad = 636{,}07$ daN

- Le moment statique de la partie supérieur de la fonction acier / béton est

$= (x - \quad) = \quad (x - \quad) = 169{,}075\ cm^3$

- L'effort de glissement provoqué par l'effort tranchant à pour valeur :

$S_1 =$

Avec : $I_0 = \quad (+ h_0 + (x - \quad)^2) + I_a + A_0 (h - x)^2$

$I_0 = \quad (+ 10 + (11{,}763 - \quad)^2) + 1317 + 23{,}9 (19 - 11{,}763)^2$

$I_0 = 2{,}5 (83{,}83 + 457{,}38) + 1317 + 1251{,}74$

$I_0 = 1351{,}77 + 1317 + 1251{,}74$

$I_0 = 2794{,}515\ cm^4$

$S_1 = \quad = 89{,}795$ daN/cm

$S_1 = \quad = \ 38{,}48$ daN/cm

Coupe type Les conecteurs

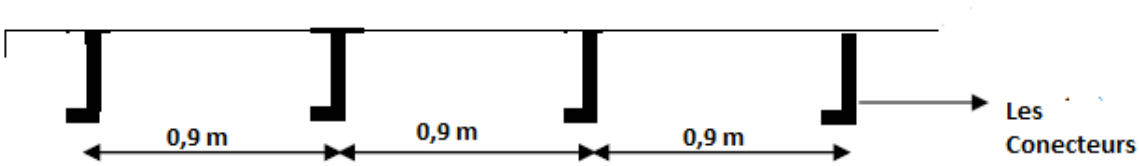


Figure : III-2-3 Les connecteurs

- **Le choix des connecteurs :**

On choisit des connecteur souplesse double cornerai (40 x 25 x4)

- Pour savoir si notre choix est bon on doit vérifié des condition suivant :

- h_c ¤ 9
- h_c= 40 mm ¤ 9 = 18 mm
- $0{,}3 < e_c < 1{,}3$ cm
- $0{,}3 < e_c = 0{,}4 < 1{,}3$ cm
- $S_c \leq 2{,}4$ cm
- 0,4 cm < 2,4 cm

Toutes les conditions sont vérifiées , donc notre choix et convenable

$?_{28}' = ?_{28} = 25$ MPA

$Q = 40\ (S_c + 2\ )$

$Q = 40\ (\ 0,4 + 2\ ) = 2978,283$ daN

- **Espacement des connecteurs :**

L'espacement entre les connecteurs est donné par la formule suivante :

$T =$

- **Pour les tronçon 0,3 L :**

$T_1 \leq = = 33,16$ cm

- **Pour les tronçon 0,4 L :**

$T_2 \leq = = 77,39$ cm

L'espacement admissible fixé par CTI CM art . 3.52 est :

$T \leq 10\ .h_0 = 10\ .\ 10 = 100$ cm

- **Pour le tronçon 0,3 L :**

$T_1 = = 45$ cm

- **Pour le tronçon 0,4 L :**

$T_2 = = 45$ cm

- **<u>Vérification des soudures :</u>**

Les efforts de cisaillement longitudinale S_1 et S_2 ont pour valeur

$S_1 = 89,795$ daN/cm

$S_2 = 38,48$ daN/cm

Les forces qui agissent sur les connecteurs sont :

- **<u>Dalle en béton armé C.B.A 93 :</u>**

$L_x = 0,90$ m

- $\times = = 0,2 < 0,4$

$L_y = 4,5$ m

Ce qui implique que la dalle travaille dans un seul sens .

Chargement :

- **Chargement permanent :**

- Cerrelage (2 cm) ……..….. 50 daN/m²
- Mortie déposé (3cm) ……...….57 daN/m²
- Dalle en béton armé (10 cm) ……. 250daN/m²

G_{tot} : 357 daN/m²

- **Charge d'éploitation :**

Q = 150 daN/m²

B/Moment fléchissant :

- **L' ELU :**

La combinaison d'action est :

q = (1,35 .375 + 1,5 .150) .1 706,95 daN/ml

M_0 = = =71,57 daN.m

M_t = 0,8 M_0 = 57,26 daN.m

M_a = 0,5 M_0 = 35,785 daN.m

C/L'effort tranchant :

V_u = V_0 +

Avec :

V_0 = = = 318,12 daN

M_e = 0

M_w = 0,5 M_0 = 35,785 daN.m

- V_u = 318,12 + = 357,88 daN

V_u = 357,88 daN

- **L'ELS :**

P = (G+ Q) .1 = (357 +150) = 507 daN/ml

M_0 = = =51,33 daN.m

M_t = 0,8 M_0 = 41,067 daN.m

M_a = 0,5 M_0 = 25,66 daN.m

E/Ferraillage : C.B.A.93

Les caractiristique de la section du béton

B = 100 cm ; h = 10 cm ; c = 2cm ; d = h-c = 8 cm

Avec la fissuration est peu nuisible

- **L' ELU :**

- **Les armatures longitudinales :**

- **En travée :**

= = = 0,0063 < = 0,392

< donc (A' = 0)

- = 0,997

= = = 348 MPA

A = = = 0,20 cm^2

- **Condition de non fragilité :**

A_{min} = (100 .10) = 1 cm

A_{min} > A =0.128

Soit : A = 5 ⌀6 = 1,41 cm^2 avec un espacement (st = 20 cm)

* **Vérification de l'espacement :**

$S_t \leq$ min (3 h_0 ; 33 cm)

20 ≤30 cm (CV)

- **Aux appuis :**

-

= = = 0,0039 < = 0,392

< donc (A' = 0)

= 0,998

$?_s$ = = = 348 MPA

A = = = 0,128cm^2

- **Condition de non fragilité :**

A_{min} = (100 .10) = 1 cm

A_{min} > A =0.128

Soit : A = 5 ⌀6 = 1,41 cm^2 avec un espacement (st = 20 cm)

* **Vérification de l'espacement :**

$S_t \leq$ min (3 h_0 ; 33 cm)

20 ≤30 cm (CV)

* **Les armatures transversales :**

▲u ≤ ▲u

≤

= 0,035 MPA

= 1,167

Donc :

0,035 < 1,167

les armatures transversales ne seront pas nécessaires au niveau de la dalle

* **Justification du béton sous l'action de l'effort tranchant :**

* **Résistance :**

$V_u \leq 0{,}267 . a . b . f_{c28}$

A ⌑

Avec :

V_u = 357,88 daN < 0,267 .6 . 100 . 250

V_u = 357,88 daN < 40050 daN (CV)

A = 1,41 cm^2 > 1,15 .

A = 1,41 cm^2 > 0,103 cm^2 (CV)

* **L' ELS :**

Dans une flexion simple , la section rectangulaire FeE 400 est fissuration peut nuisible .

On doit vérifiée :

✔ ≤ +

* **<u>En travée :</u>**

✔ = = 0,0079

■ = = 1,39

0,0079 < 0,44

Ferraillage a L'ELU .R. obtenu convient

* **<u>Aux appuis :</u>**

✔ = 0,0048

■ = = 1,39

0,0079 < 0,44

Ferraillage a L'ELU .R. obtenu convient

* **<u>Les armatures des réparation :</u>**

  * **<u>Aux appuis et en travée :</u>**

A_r ⌑

A_r ⌑ = 0,35 cm^2

Soit : $A_r = 4$ ⌀ = 1,13 cm^2 avec un espacement (st = 25 cm)

* **<u>Vérification de l'espacement :</u>**

$S_t \leq \min (4 h ; 45 cm)$

25 cm ≤45 cm (CV)

* **<u>L'état limite de déformation :</u>**

On doit vérifié les condition suivante :

⌑ . ✹ = 0,11 > . = 0,04 (CV)

≤ ✹ = 0,001 ≤ = 0,005 (CV)Puisque les deux conditions sont vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche

III.3. Escalier

III.3.1.Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, il sert donc à monter et descendre. La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.2. Terminologie Un escalier se compose d'un

- **Le volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égale et située entre deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **Là-contre, marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La ligne de foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

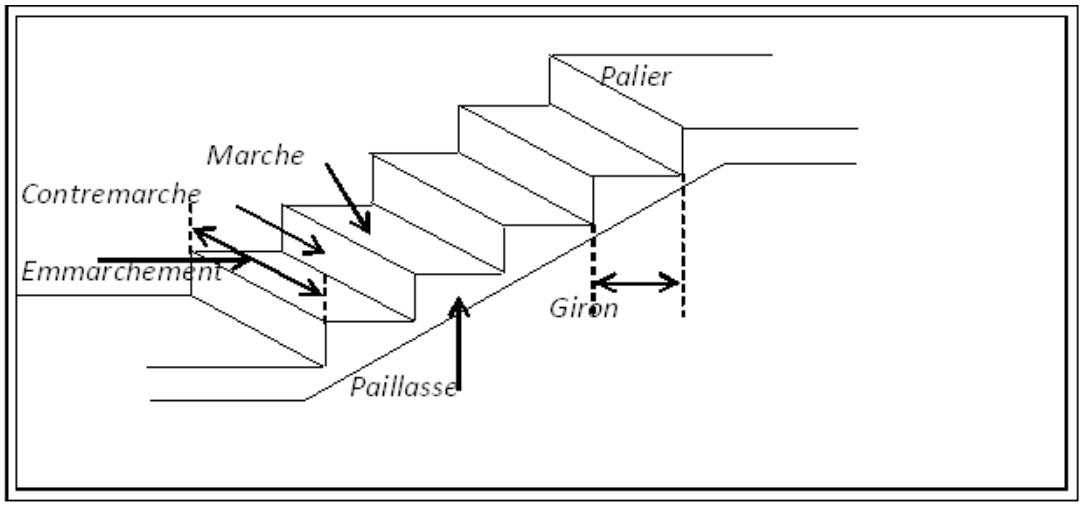


Figure III 3-1- : Représentation d'un escalier

3-Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes (pallier)**

Tableau III-4-1: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.20	25	5.00
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**6.7**

- **Charges permanentes (paillasse)**

Tableau III-3-2 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.20 / cos α	25	5.75
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
		G		**9.575**

- **Charge d'exploitation** Q = 2.5KN/m

4-Détermination des efforts

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau III-4-3 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	6.7	2.5	12.795	9.2
Paillasse	9.575	2.5	16.672	12.075

III.3.3.1. Escalier à trois volées :

Les caractéristiques de la première volée d'escaliers sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.87m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de là-contre marche : h = 17cm

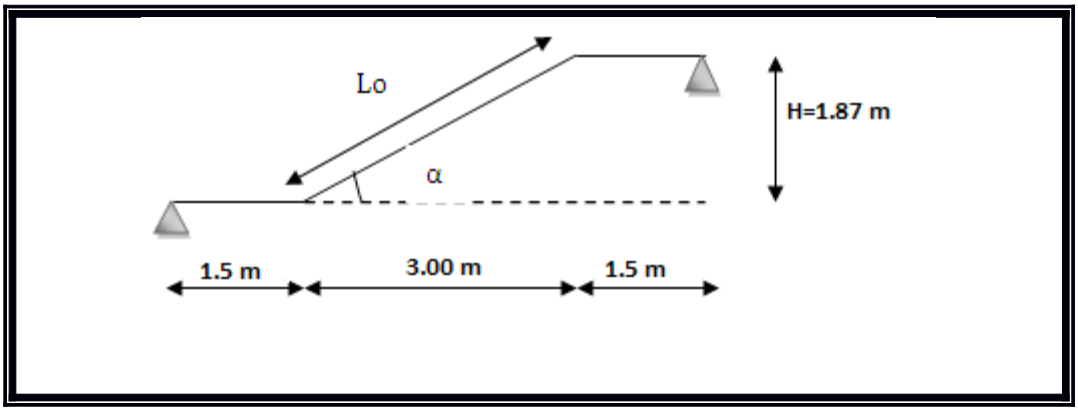


Figure III-3-2 : Dimensions de l'escalier

1-Détermination de l'épaisseur de l'escalier

α=Arctg (H / L)= Arctg (1.87/3) = 31.93 donc : α**=31.93°**

l =3.53+1.5*3=6.53m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

On adopte: **e = 20cm**

G palier = 6.7 (KN/m²)

G palliasse = 9.575(KN/m²)

2- Détermination des efforts

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau II-3-4: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	6.7	2.5	12.795	9.2
Paillasse	9.575	2.5	16.672	12.075

a).l'E.L.U

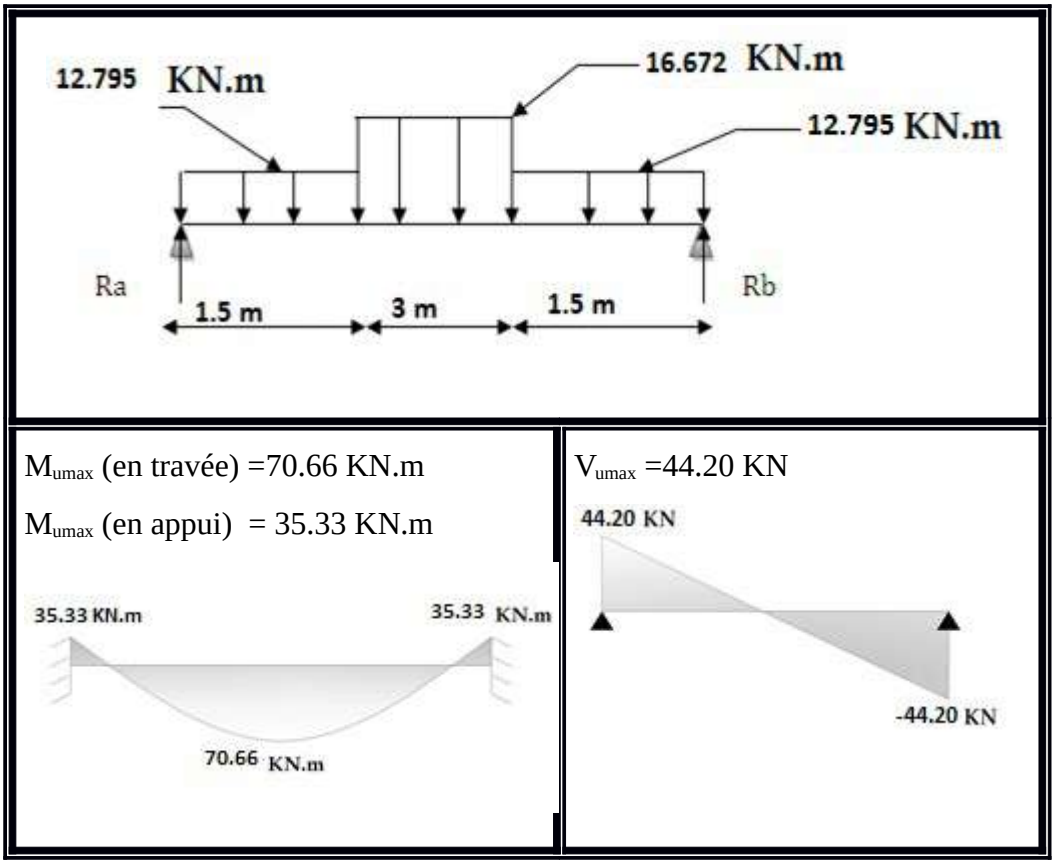


Figure III-3-3 : Schéma statique à l'E.L.U

b) l'E.L.S

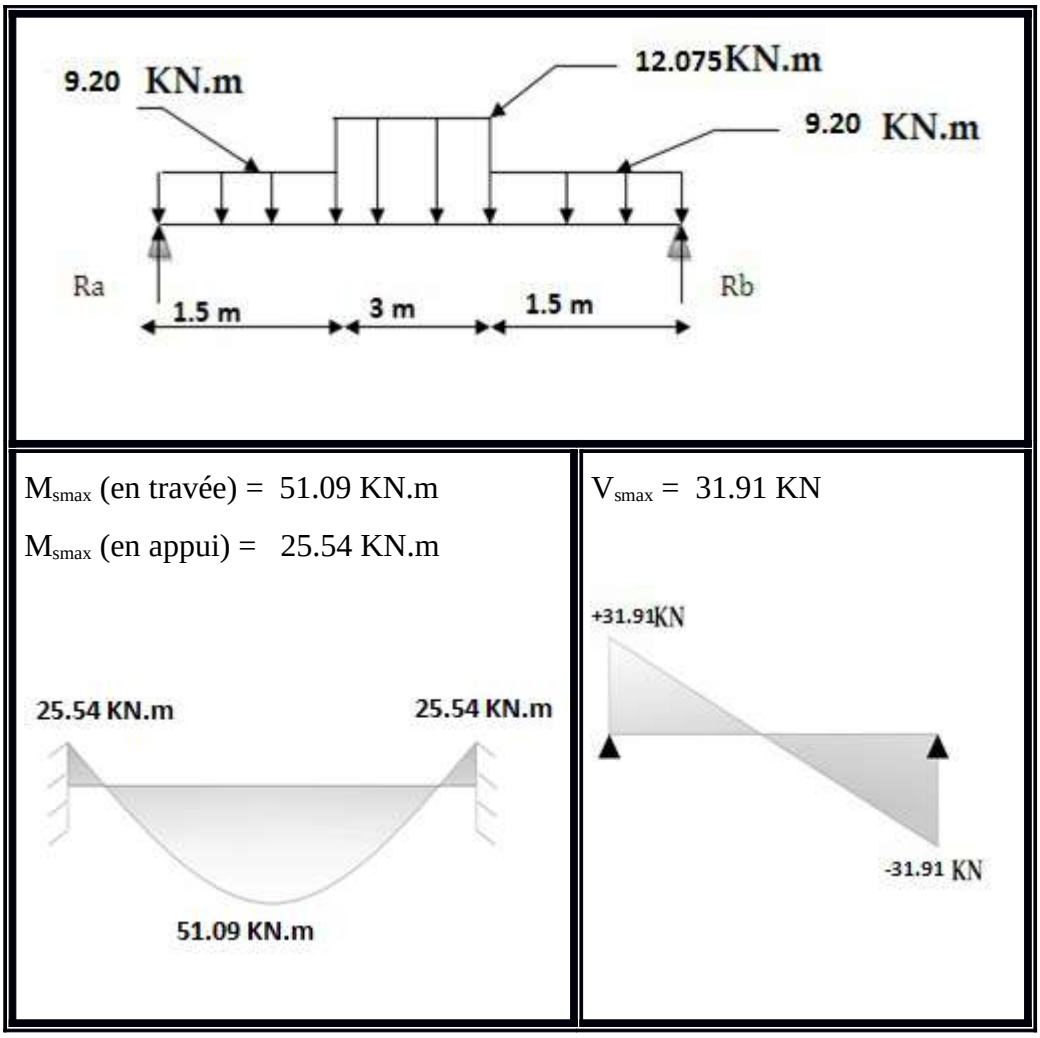


Figure III-3-4 : Schéma statique à l'E.LS

1- **Calcul de ferraillage**

- **les armatures longitudinales**

Tableau III-3-5 : calcul et vérification des armatures longitudinales

ELU		En travée	Aux appuis
	M_u (kN.m)	70.66	35.33
	μ	0.161	0.080
	μ_l	0.392	

	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.877	0.943
	A (cm^2)	12.86	5.98
	Le choix	**9HA16=18.09 cm^2**	**8HA12=9.05 cm^2**
	B/1000	2	2
	A≥ B/1000	Oui	Oui
Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	51.09	25.54
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	7.53	5.76
	I_G ()	66666.7	66666.7
	K (N/)	$7.66*10^{-3}$	$3.83*10^{-3}$
	σb (Mpa)	0.060	0.022
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

- **<u>Les armatures de répartition</u>**

Tableaux III-3-6 : Armature de répartition

	A_{rep} (cm^2)	On adopt
En travée		**6HA10=4.71 cm^2**
Aux appuis		**3HA10=2.35cm^2**

2- les vérifications nécessaires

a. L'espacement

- **Les armatures longitudinales**

En travée

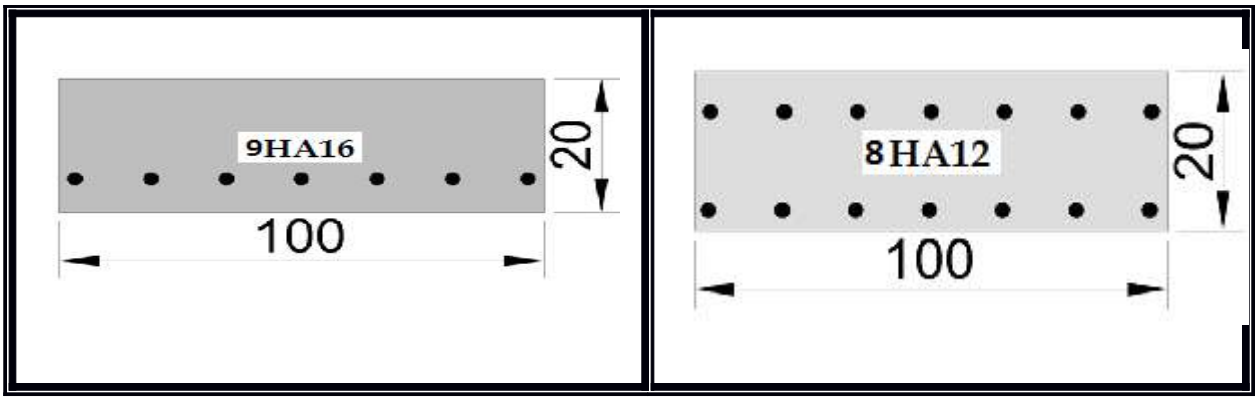
St =100/9=11.11cm on prend St =11 cm

L'espacement maximal : S p max ≤Min [3.h ,33cm] =33 cm

Aux appuis

St =100/8=12.5cm on prend St =12 cm

L'espacement maximal : S p max ≤Min [3.h ,33cm] =33 cm



En travée	Aux appuis

Figure III-3-5 : ferraillage et l'espacement

- **pour l'armature de répartition**

En travée

St =100/6=16.66cm on prend St =16cm

L'espacement maximal : S p max ≤Min [4.h ,45cm] =45 cm

Aux appuis

St =100/3=33.33cm on prend St =33cm

L'espacement maximal : S p max ≤Min [4.h ,45cm] =45 cm
L'espacement minimal : S p min =2.5 cm

b. Vérification de l'effort tranchant

c. Vérifications préliminaires de la flèche

Tableaux III-3-7 : vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition	2eme condition

h/L ≥Mt/(15 Mo)	≤3.6/fe
h/ L = 0.125 / 6 = 0.020 Mt/(15 Mo)=43.96/(15*71.52)=0.040	A/(bo*d)=16.7/(100*12.5)=0.01336 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.0090
Condition **non** vérifiée	Condition **non** vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

d. <u>Vérification de la flèche</u>

Tableaux III-3-8 : vérification de la flèche

A(cm²)	**M(KN.m)**	**ρ%**	**σs(MP)**	**μ**	**y(cm)**	**I0 (cm4)**
9.05	42.50	0.79	348	0.724	10.7	34912.5
If i (cm4)	**If v (cm4)**	**Fi (mm)**	**Fv (mm)**	**ΔF (mm)**	**Fadm (mm)**	**ΔF≤Fadm**
38282.6	34868.3	15.84	25.16	9.32	12.76	**cv**

II-Pré dimensionnement :

II-1-1-Panne :

II-1-1-Introduction :

Les Pannes sont des poutrelles en « IPE » ou « EPN » qui reposent sur les poutres principales et secondaire

L'espacement entre Pannes doit être compères entre (0.7 et 0.9) dans notre cas nous avons choisi un espacement égale a 0.9

Un pré dimensionnement se fera pour la Panne la plus défavorable , C'est-à-dire pour celle qui à la plus grande portée (L = 4.5 m)

Notre étude s'effectuera sur des panneaux de (0.9 x 4.5) m^2 comme notre figure

(1) '' panne'' 4.5 m

(2) poutre principale

(3) charge revenante à la Panne

II-1-2- Panne du plancher courant :

Le dimensionnement ce fera par le critère de limite de la flèche

- L = 4.5 m
- F_{adm} = voir (CM.66)
- l'espacement entre pannes est (e = 0.9 m)
- E = 2.1 .10^6 Pa

On a :

La flèche maximale au milieu de la panne est donnée par la formule suivante :

F_{tot} =

Avec : q* (chargement non pondéré)

On doit voir : $F_{tot} \leq F_{adm}$

Avec : I_x ¤

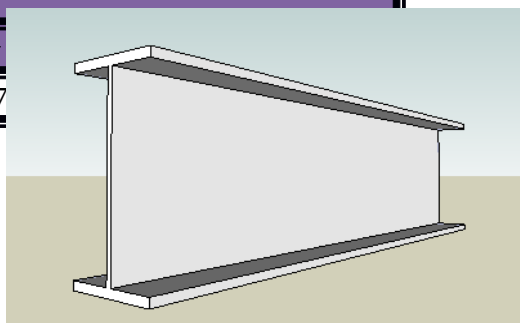
Avec : q* = (G_c + Q_c) . e

G_C = 470 daN/m^2

Q_C = 150 daN/m^2

q* (daN/m)	I_x (cm^4)	Le chois d'après le tableaux des profilée

558	945,82	IPE 180	I_x (cm^4
			1317



- **Vérification :**

1- Chargement :

$q_x = (G_C .e + q_p) + Q_c . e$

$q_x = (470 . 0,9 . 18,8) + 150 . 0.9 = 791,56$ daN/ml

$q^* = (G_c + Q_c) . e + q_p$

$q^* = (620 .0,9) + 18,8 = 576,8$ daN/ml

Le moment est :

$M_x =$; $T_x =$

M_x (daN. m)	T_x (daN. m)
2003.63	1781.01

2- A la résistance :

$?_{fx} = = = 13.72$ daN.m^2

$?_{fx} < ?_e$ (condition vérifié)

Avec : $?_e = 24$ daN.m^2

3- A la flèche :

$F_{tot} =$

$F_{tot} = = 1.11$ cm

Avec :

$F_{adm} = = = 1,50$ cm

$F_{tot} \leq F_{adm}$

4- Au cisaillement :

$\blacktriangle_x$ =

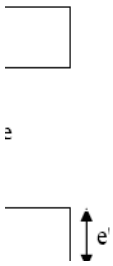
Avec : A_a (section de l'âme du profilé)

$A_a = (h – 2 .e_s) . e_a$

D'après les tableaux des profilée on à :

IPE 180 :

- h = 180 mm ‘’hauteur du profilé’’
- e_s = 8,0 mm ‘’ épaisseur de la semelle du profilé ‘’
- e_a = 5,3 mm ‘’ épaisseur de l'âme du profilé ‘’



Donc :

$\blacktriangle_x$ = = 2,04 daN.m^2

Figure II-1- Panne

$\blacktriangle_x <$ $\blacktriangle$

On à : 2,04 < = 15,584 daN/m^2

Conclusion :

On adopte alors « IPE 180 » comme panne de planchers courants

II-1-3-Panne du plancher terrasse :

Le dimensionnement ce fera par le critère de limite de la flèche C'est à dire de la même manière que celui de la panne du plancher courante avec les même caractéristique sauf que le chargement change

- L = 4.5 m
- F_{adm} = voir (CM.66)
- l'espacement entre pannes est (e = 0.9 m)
- E = 2.1 .10^6 Pa

On a :

La flèche maximale au milieu de la panne est donnée par la formule suivante :

F_{tot} =

Avec : q* (chargement non pondéré)

Pré dimensionnement des éléments

On doit voir : $F_{tot} \leq F_{adm}$

Avec : I_x ¤

Avec : $q^* = (G_c + Q_c) . e$

$G_C = 572$ daN/m²

$Q_C = 100$ daN/m²

$N_n = 25$ daN/m²

q* (daN/m)	I_x (cm⁴)	Le chois d'après le tableaux des profilée			
627,3	1063,29	IPE 180	I_x (cm⁴)	q_p(daN/m)	W_x (cm³)
			1317	18.8	146

- **Vérification :**

1- **Chargement :**

$q_x = (G_C .e + q_p) + (Q_c + N_n). e$

$q_x = (572 . 0,9 . 18,8) + (100+25) . 0.9 = 870,83$ daN/ml

$q^* = (G_c + Q_c + N_n) . e + q_p$

$q^* = (572+100+25 .0,9) + 18,8 = 646,1$ daN/ml

Les moment est :

$M_x =$; $T_x =$

M_x (daN. m)	T_x (daN. m)
2204,28	1959,36

2- **A la résistance :**

$?_{fx} = = = 15,09$ daN.m²

$?_{fx} < ?_e$ (condition vérifié)

Avec : $?_e = 24$ daN.m²

3- **A la flèche :**

F_{tot} =

F_{tot} = =1.24 cm

Avec :

F_{adm} = = = 1,50 cm

$F_{tot} \leq F_{adm}$

4- **Au cisaillement :**

$\blacktriangle_x$ =

Avec : A_a (section de l'âme du profilé)

$A_a = (h - 2 .e_s) . e_a$

D'après le tableaux des profilée on à :

IPE 180 :

- h = 180 mm ''hauteur du profilé''
- e_s = 8,0 mm '' épaisseur de la semelle du profilé ''
- e_a = 5,3 mm '' épaisseur de l'âme du profilé ''

Donc :

$\blacktriangle_x$ = = 2,25 daN.m^2

$\blacktriangle_x < \blacktriangle$

On à : 2,25 < = 15,584 daN/m^2

Conclusion :

On adopte alors « IPE 180 » comme panne de planchers terrasse

II-2-Poutres secondaires (solives) :

II-2-1-Introduction :

Les poutres secondaires supportent les solive ce qui implique que le chargement qui leur revient est celui des solives .

On a un seul type de poutre secondaire de longueur L = 4,5 m et le chargement et représente comme une charge repartie sur tout la longueur de la poutre

- **Pré dimensionnement :**

- L = 4.5 m

- F_{adm} = voir (CM.66) avec un espacement des solive égale a : 0,9 m

- E = 2.1 .10^6 Pa

On a :

La flèche maximale au milieu de la solive est donnée par la formule suivante :

F_{tot} =

On doit voir : $F_{tot} \leq F_{adm}$

Avec : I_x ¤

Avec : q* (chargement non pondéré)

Avec : q* = (G + Q)

G = G_C . L + . L = (470 . 4,5)+ . 4,5 = 2171,4 daN/ml

Q = Q_C . L = 150 . 4,5 = 675 daN/ml

q* (daN/m)	I_x (cm^4)	Le chois d'après le tableaux des profilée			
2846,4	4824,74	IPE 300	I_x (cm^4)	q_p(daN/m)	W_x (cm^3)
			8356	42,2	557

- **Vérification :**

1- **Chargement :**

$q_x = (G_C + q_p) + (Q_c)$

$q_x = (2171,4+42,2) + (675) = 3963,96$ daN/ml

Les moment est :

Cette charge donne un moment égale à :

$M_x =$; $T_x =$

M_x (daN. m)	T_x (daN. m)
10033,77	21347,82

2- **A la résistance :**

On aura une contrainte de flexion

$\sigma_{fx} = = = 18,01$ daN.m^2

$\sigma_{fx} < \sigma_e$ (condition vérifié)

Avec : $\sigma_e = 24$ daN.m^2

3- **A la fleche :**

$q^{**} = q^* + q_p$

$q^{**} = 2846,4 + 42,2 = 2888,6$ daN/ml

il découle de cette charge une flexion

$F_{tot} =$

$F_{tot} = = 1.05$ cm

Avec :

$F_{adm} = = = 1,50$ cm

$F_{tot} \leq F_{adm}$ (cv)

4- **Au cisaillement :**

$\blacktriangle_x =$

Avec : A_a (section de l'âme du profilé)

$A_a = (h - 2 .e_s) . e_a$

D'après le tableaux des profilée on à :

IPE 300 :

- h = 300 mm ‘’hauteur du profilé’’
- e_s = 10,7 mm ‘’ épaisseur de la semelle du profilé ‘’
- e_a = 7,1 mm ‘’ épaisseur de l'âme du profilé ‘’

Donc :

$\blacktriangle_x = \quad = 5{,}39$ daN.m^2

$\blacktriangle_x < \blacktriangle$

On à : 5,39 < = 15,584 daN/m^2

Conclusion :

On adopte alors « IPE 300 » comme poutre de plancher .

II-3-Poutres principales (traverse) :

II-3-1-Introduction :

Les poutres principales sont des élément qui supportons les planchers et les murs , le rôle de ces poutres est de transmettre les efforts au poteaux

On aura a pré dimensionner

- Les poutres non porteuses
- Les poutres porteuses

II-3-2-Poutre non porteuses :

On a un seul type des poutres non porteuse à calculer de longueur (L = 4,5 m)

Pré dimensionnement des éléments

- **Dimensionnement :**

Cette poutr supporte un mur d'épaisseur e = 30 cm donc :

G = 252 . 4,5 = 1134 daN/ml

D'où :

q_x^* = G = (1134) = 1512 daN/ml

q^* = G = 1134 daN/ml

On dimensionne avec la critère de la flèche :

- L = 4.5 m
- F_{adm} = voir (CM.66)
- E = 2.1 .10^6 Pa

On a :

F_{tot} =

On doit voir : $F_{tot} \leq F_{adm}$

Avec : I_x ¤

q* (daN/m)	I_x (cm^4)	Le chois d'après le tableaux des profilée			
1134	3203,61	IPE 240	I_x (cm^4)	q_p(daN/m)	W_x (cm^3)
			3892	30,7	324

- **Vérification :**

1- **Chargement :**

$q_x = q_x^* + q_p$

q_x = 30,7 + 1512 = 1552,93 daN/ml

Les moment est :

Cette charge donne un moment égale à :

Pré dimensionnement des éléments

M_x = ; T_x =

M_x (daN. m)	T_x (daN. m)
3930,85	3494,09

2- **A la résistance :**

On aura une contrainte de flexion

$?_{fx}$ = = = 12,13 daN.m^2

$?_{fx} < ?_e$ (condition vérifié)

Avec : $?_e$ = 24 daN.m^2

3- **A la flèche :**

$q^{**} = q^* + q_p$

q^{**} = 1134 + 30,7 = 1164,7 daN/ml

il découle de cette charge une flexion

F_{tot} =

F_{tot} = =0,760cm

Avec :

F_{adm} = = = 0,9 cm

$F_{tot} \leq F_{adm}$ (cv)

4- **Au cisaillement :**

$\blacktriangle_x$ =

Avec : A_a (section de l'âme du profilé)

$A_a = (h – 2 .e_s) . e_a$

D'après le tableaux des profilée on à :

IPE 240 :

- h = 240 mm ‘’hauteur du profilé’’
- e_s = 9,8 mm ‘’ épaisseur de la semelle du profilé ‘’
- e_a = 6,2 mm ‘’ épaisseur de l'âme du profilé ‘’

Donc :

$\blacktriangle_x$ = = 2,55 daN.m^2

$\blacktriangle_x < \blacktriangle$

On à : 2,55 < = 15,584 daN/m^2

Conclusion :

On adopte alors « IPE 240 » comme poutre non porteuse

II-3-3-Poutre porteuses :

On a deux types des poutres porteuses à calculer de longueur :

- (L = 3.20 m)
- (L = 5,15 m)

➢ **Dimensionnement :**

1- Cette poutre de L =3,20 m support :

- Le poids du plancher :

470 . 3,20 = 1504 daN/ml

- Le poids propre des solives :

. 3,20 = 66,84 daN/ml

- Le poids propre du mur extérieur :

252 . 3,2 = 806,4 daN/ml

D'onc :

G = 2377,24 daN/ml

Q = 150 . 3,20 = 480 daN/ml

D'où on à :

$q^* = G + Q = 2377,24 + 480 = 2857,24$ daN/ml

On dimensionne avec la critère de la flèche :

- L = 3,20 m
- F_{adm} = voir (CM.66) '' poutre sous un mur ''
- E = 2.1 .10^6 Pa

On a :

F_{tot} =

On doit voir : $F_{tot} \leq F_{adm}$

Avec : I_x ¤

q* (daN/m)	I_x (cm^4)	Le chois d'après le tableaux des profilée			
2857,24	2902,59	IPE 240	I_x (cm^4)	q_p(daN/m)	W_x (cm^3)
			3892	30,7	324

- **Vérification :**

1- **Chargement :**

$q_x = (G + q_p) + (Q)$

$q_x = (2377,24+30,7) + (480) = 3930,58$ daN/ml

Les moment est :

Cette charge donne un moment égale à :

M_x = ; T_x =

M_x (daN. m)
5031,14

2- **A la résistance :**

On aura une contrainte

$?_{fx}$ = = = 15,52 daN.m^2

$?_{fx} < ?_e$ (condition vérifié)

Avec : $?_e$ = 24 daN.m^2

3- **A la flèche :**

$q^{**} = G+Q+ q_p$

q^{**} = 2377,24 +480+ 30,7 = 2887,94 daN/ml

F_{tot} =

F_{tot} = =0,482cm

Avec :

F_{adm} = = = 0,64 cm

$F_{tot} \leq F_{adm}$ (cv)

4- **Au cisaillement :**

$\blacktriangle_x$ =

Avec : A_a (section de l'âme du profilé)

$A_a = (h – 2 .e_s) . e_a$

D'après le tableaux des profilée on à :

IPE 240 :

- h = 240 mm ‘’hauteur du profilé’’
- e_s = 9,8 mm ‘’ épaisseur de la semelle du profilé ‘’
- e_a = 6,2 mm ‘’ épaisseur de l’âme du profilé ‘’

Donc :

$\blacktriangle_x$ = = 3,381 daN.m²

$\blacktriangle_x$ < ▲

On à : 3,81 < = 15,584 daN/m²

Conclusion :

On adopte alors « IPE 240 » comme poutre principale porteuse

5- Cette poutre de L =5,15 m support une réaction au milieu de la travée du à la poutre secondaire et le poids propre des murs intérieur e = 10 cm

- **pré dimensionnement :**

- L = 5.15 m
- F_{adm} = voir (CM.66)
- E = 2.1 .10⁶ Pa

On a :

F_{tot} =

On doit voir : $F_{tot} \leq F_{adm}$

Avec : I_x ¤

Avec : R (chargement non pondéré)

Avec : R = (G + Q) + (q_p) . 2,575

G = G_C . L + . L = (470 . 4,5)+ . 4,5 = 2171,4 daN/ml

Q = Q_C . L = 150 . 4,5 = 675 daN/ml

R = 6357,015 daN

$q = G_{cum} . 2,575 = 162 . 2,575 = 417,15$ daN/ml

D'où il résiste une flèche :

- Pour charge concentrée :

R = 6357,015 daN/ml

a = b = 2,575

L = 5,15 m

$F_1 =$

$F_1 = 8,68 . 10^{11} .$

- Pour la charge répartie due au mur interieur d'épaisseur e = 10 cm

$F_2 =$

$F_2 =$

$F_2 =1,46 .10^{12}$

$F_2 =3,814.10^{9}$

Donc :

$F = F_1 + F_2 = 8,71 . 10^{10} .$

La flèche admissible :

Fadm = pour une poutre sous un mur en maçonner (CM.66 page 170) donc

I_x ¤ = = $4,623 .10^{7}$ m^4

On à :

q* (daN/m)	I_x (cm^4)	Le chois d'après le tableaux des profilée			
	46233	IPE 500	I_x (cm^4)	q_p(daN/m)	W_x (cm^3)
			48200		1930

II-4-Plancher mixte :

II-4-1-Epaisseur de la dalle :

Pré dimensionnement des éléments

E_d ¤

Avec :

L_x : l'espacement entre les solives

L_x = 0,9 m

e_d ¤ = 2,571 cm

En prend : e_d = 10cm

II-4-2-dimensionnement du coffrage perdu :

Chargement :

- Dalle en béton armé …….250 daN/mm²
- Coffrage perdu (ectimé) ……...12 daN/mm²

Tot : 262 daN/mm²

❖ **Moment fléchissant :**

La charge pondérée :

q = . G .e = . 262 . 900 = 314,4 daN /m

On utilise la méthode forfaitaire pour la détermination de M_a , M_t

Finalement on a les résultats suivantes :

M_a = 0,5 M_0

M_t = 0,85 M_0

Le dimensionnement se fait par le critère de résistance :

≤ ?$_{tot}$

✹ W_x ¤ =

Si on choisit une tole de resistance ?$_{tot}$ = 1800 daN/cm²

Et M_0 = = = 31,833 daN/m

✹ W_x ¤

On à :

TN 40	W_X (cm^3)	(mm)	Q_c (daN/mm^2)	I (cm^4)
	8	1	12	24,05

- **Vérification :**

1- **A la résistance :**

$?_{tot}$ = = = = 338,225 daN/cm

$?$ = 3,38 daN/mm^2 < $?_e$ = 24 daN/mm^2 (CV)

- **A la flèche :**

- F_{adm} = voir (CM.66)

- E = 2.1 $.10^6$ Pa

On a :

- F_{tot} =

On doit voir : $F_{tot} \leq F_{adm}$

Avec :

q^* = G .e = 262 .0,9 = 235,8 daN/ml

L =e = 0,9 m

F_{tot} = = 0,039 cm

F_{adm} = = = 0,45 cm

Donc : : $F_{tot} \leq F_{adm}$ (CV)

II-5-Poteaux :

II-5-1-Introduction :

Les poteaux sont les éléments porteuse verticaux qui ont pour role principale de transmettre les efforts aux fondation

II-5-2-Dégression verticale des charges :

D'exploitation en fonction du m'ombre d'étages d'âpres (charges permanentes est surcharges) la dégression s'applique aux bâtiment a grand nombre de niveaux au les occupation des divers niveaux peuvent être considères comme indépendante

- plancher terrasse $Q_0 = 100$ daN/m²
- plancher 3eme étage $Q_4 = 150$ daN/m²
- plancher 2eme étage $0,9\ Q_0 = 135$ daN/m²
- plancher 1er étage $0,8Q_0 = 120$ daN/m²
- plancher du RDC $0,7Q_0 = 105$ daN/m²

la surface qui revient au poteux a niveau 4,3,2,1

S =4,325 . 4,05 =17,516 cm²

Plancher : 8232,52 daN

Panne IPE180 : 90,34 daN

Poutre IPE 500 : 367,335 daN

Poutre IPE 240 : 81,31 daN

La charge totale est :

G = 8771, 505 daN

AVEC : $N_m = 25 . 17,516 = 437,9$ daN

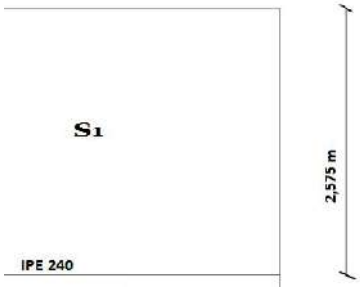


Figure II-2- poteaux plus sollicité

B/Dimensionnement :

$N = (G_5 + 4\ G) + (N_n + Q_5 .S) + (Q + 0,9Q + 0,8\ Q + 0,7\ Q)$

$N = (8771,505 + 4. 8771,505) + (437,9 + 100 . 17,516) + (150 + 135 + 120 + 105). 17,516$

N= 74972,23 daN

On à :

K.N/A ≤ ? e ✹ A ¤K.N / ? e

On prend : ◠= 70 ✹ k = 1,302

Donc on à :

A ¤K.N / ? e = 1,302 .(74978,23 / 2400) = 40,67cm²

Pré dimensionnement des éléments

Soit un «HEB 260 »

A=118,4 cm^2 ; Q_p = 93 daN/ml ; I_x = 11,2 cm ; I_y = 6,58 cm

I-1- Introduction générale : [8]

La conception d'une structure est une étape importante et primordiale du processus de tout ouvrage du génie civil. C'est un art de création mais encore une science raisonnablement exacte .C'est ainsi qu'il ya a un grand nombre de paramètres entrant en considération lors de l'élaboration d'une conception . Toute fois , le paramètre majeur de cette dernière demeure le choix du système structural .

En effet, ce choix détermine le mode de travail et de fonctionnement de l'ouvrage sous l'effet des charges susceptibles de le soumettre . Il agit sur l'esthétique ainsi que la durabilité de l'édifice . Il ya donc lieu de citer les structures auto stables et des structures contreventées (voiles porteurs , refends , noyau centrale,…etc.)

Par ailleurs , le choix du matériau de conception est un paramètre aussi primordiale et déterminant a fin d'aboutir a une conception judicieuse de l'ouvrage.

On peut construire en béton armé ,en béton précontraint ou en charpente métallique .

Les enjeux régissant se choix ont souvent un rapport avec les contraintes architecturales (esthétique , dégagement de l'espace, …..etc.) technique (résistance ,stabilité et durabilité) ou encore économique (cout de réalisation et d'élis de remise) .

Le travail qui va être présenté s'inscrit dans cette optique et toute , a travers un exemple simple (standard) , de répondre a ces questions qui ce posent de manière inhérente lors de touts réflexion a une bonne conception .

Notre choix a porté sur un bâtiment (R+4) a usage d'habitation , de forme un plan régulier donc tout ce qu'il ya de plus ordinaire et qui sera implanté dans la wilaya de Médéa (zone moyenne sismicité Zone IIb selon les règles parasismique Algérienne) Deux conceptions distictes ont été envisagées , d'une part une structure métallique articulée et contreventée par des palées de stabilité et , d'autre part une structure en béton armé contreventées par des voiles . Il s'agit donc de préparer les deux notes de calcul pour les deux conceptions ainsi adoptées .

Trois principales phases d'étude caractérisent donc notre présent travail.

La première phase , concernant l'ossature métallique articulée contreventée par palées de stabilité , représente l'élément clé de ce travail . Un pré dimensionnement a permis d'aboutire au choix des profilés constituant l'ossature .

Suite a quoi le calcul des éléments , l'étude au vent ainsi que l'étude dynamique ont permis d'obtenir les combinaison des charges les plus défavorables . Il faut notée que l'étude dynamique sera menée moyennant le logiciel de calcul des structure SAP2000 . Le conception et le calcul des contreventement ainsi que les assemblages sont alors effectuées puis les principales vérifications de l'ossatures jusqu'au calcul des fondations. A la fin de cette première phase la notre de calcul complète de la structure métallique sera fin prête .

La seconde phase portera sur la conception avec une structure en béton armé contreventées par des voiles. Le sujet étant standard et comme de tous , il sera donc traiter demanière tout a

fait succincte et expéditive . On procède donc de la même manière que dans la phase précédente afin d'aboutirai a une deuxième note de calcul aussi complète .

La troisième et dernière phase comporte une étude critique et comparative entre les résultats des deux conceptions adoptées . Des résultats d'une grande importance y seront donnés susciteront des discutions d'un grand intérêt pratique .

Des recommandations fort intéressantes sont finalement envisagées visant les paramètres régissant un choix judicieux d'une conception du système structural .

I-2-Généralités sur les aciers :

I-2-1- Historique :

Dés le début du XIX émé siècle , le métal entre dans la construction , l'acier (en fait c'est un composé ferreux avec au moins 0.12% de carbone) séduit les constructeurs par sa grande résistance , sa légèreté et le dégagement des espaces ainsi construits.

Mais la révolution la révolution industrielle réclamait plus d'espaces , les portées devienne importantes et le fer s'avère insuffisante , les progrès en sidérurgie ont permis de créer de nouveaux alliages ; se sont les (ACIERS) qui comprennent les éléments chimiques suivants :

Fer (Fe) ; carbone (C) ; silicium (Si) ; manganèse (Mn) ; Soufre (S) et phosphore (P) ; ces aciers répondaient alors d'une manière satisfaisante aux exigences de l'époque .

I-2-2 : Définition et propriété :

Les matériaux employés dans les ossatures de bâtiment sont les aciers et les alliages . Les fontes ; qui avaient pratiquement disparues des constructions modernes , réapparaissent lentement sous formes de fontes malléables , en raison des progrès importants effectués dans leur élaboration .

On appelle aciers les alliages ferreux qui sont , en général ,aptes au façonnage a chaud .A l'exception de certains aciers a haute teneur en chrome, ils ont, en général , une teneur en carbone égale ou inférieure a 02% ; teneur limite qui les sépare des fontes .

Un acier est donc un alliage ; c'est-à-dire une solution solide (cristalline) de composés chimiques qui sont par ordre décroissant :

- Le fer (métal pur) (Fe)
- Des combinaisons Fer / carbone (Fe_3c)
- Du carbone pur (C)
- Des métaux ou métalloïdes en très faibles proportions ; soit favorables (produits d'addition) , soit défavorables (impuretés , telle que le soufre (S) et le phosphore (P) .

C'est essentiellement la teneure en carbone qui différencie les aciers , quant a leurs caractéristiques ; mais interviennent aussi :

- L'état cristallin du métal et de ses composés chimiques avec le carbone ;
- Les produits d'addition .

Les impuretés (S et P) peuvent entrainer des défauts locaux préjudiciables surtout dans les constructions soudées .

Il existe donc un très grand nombre d'aciers de composition et performances différentes (on dit de « Nuance » et « Qualités différentes »)

Un très petit nombre d'entre ces qualités est utilisé en construction métallique

Exemple : E24 – E26 – E30 – E36 .

L'acier est obtenu par décarburation de la fonte , elle-même produite par les hauts-fourneaux , a partir de minerais de fer . Cette décarburation ou « affinage » consiste a bruler le carbone en excédent :

- Soit par l'oxygène de l'air (souvent avec addition d'oxygène pur)
- Soit par l'oxygène de la rouille, de ferrailles de récupération .

Ces deux procédés présentent de nombreuses variantes modernes ; aboutissent a des aciers de qualités diverses, de telle sorte qu'il n'es plus d'usage de préciser le mode d'élaboration dans la spécification du produit ; celui-ci étant correctement défini par ces caractéristiques mécaniques ; qui font l'objet de normes .

Normes de nuances et qualités :

L'acier le plus couramment utilisé est de nuance « E24 » ; qualité « 1 » indices de qualités distinguent le degré de soudabilité ; on utilise d'autres nuances , dans la construction des bâtiments pour des pièces annexes a l'ossature telles que :

- Pièces d'assemblages en aciers , moulés
- Tiges de traction
- Pièces d'assemblages , rivets ; boutons ; etc…..
- Fils pour câbles .

I-2-3- Qualité :

Pour un acier de résistance donnée ‘’ Nuance ‘’ ; le constructeur doit faire le choix d'une certaine qualité de cet acier ; déterminée par les deux critères essentiels suivants :

- Aptitude au soudage

- Sensibilité a la rupture fragile .

La qualité de l'acier est d'autant meilleure que l'aptitude au soudage est grande et la sensibilité a la rupture fragile est faible . Pour tester ces deux caractéristiques , on se base sur les essais de résilience et de pliage .

Chacune des nuances précédentes E24 ; E30 et E36 ; est subdivisée en 3 ou 4 qualités dont la définition précise a été élaborée a partir des travaux de l'institut international de soudure

Tableau- I-1-Qualité de l'acier

Désignations	Limite d'élasticité minimale N/mm	Résistance a la traction N/mm²		Observations
Nuance	Qualité			
A33	/	175 (11)	320 – 490 (35 - 50)	Nuance utilisée pour les laminés marchand
E24	1 2 3 4	235 (24)	360 – 440 (31- 45)	Nuance de base actuellement la plus utilisée
E26	1 2 3 4	255 (26)	410 – 490 (42 - 50)	Nuance utilisée pour les administrations
E30	2 3 4	295 (30)	460 – 560 (47 – 57)	Nuance a haute limite D'élasticité
E36	2 3 4	355 (36)	360 – 440 (37 – 45)	

I-3-Présentation de l'ouvrage :

Le projet de fin d'étude qui nous a été confié par la société '' SETAM '' de Médéa consiste en l'étude d'un bâtiment d'habitation de type (R+4) de forme en « V »

Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Médéa zone sismique (IIb) d'après la classification des règles (RPA 99) .

I-3-1- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Le bâtiment a une forme régulière, les dimensions entre axes sont :

- (A*B) = 16.15 m *30.42 m = 491.283 m^2 environ

- La hauteur d'étage est de 3.23 m entre planchers ; cette hauteur est coupée a 2.70 m par un faux plafonds .
- Les façades sont du type léger en version en acier
- Les escaliers seront des escaliers en béton armé

I-3-2 Désignation des éléments de structure :

La structure porteuse se compose de trois (03) éléments qui transmettent les charges et surcharges du plancher aux fondations .

A / éléments porteurs :

- Les colonnes : Tous les éléments verticaux sollicités principalement par le pois propre des planchers et leurs surcharges
- Les sommiers : Toutes les poutres principales appuyées sur les colonnes ou les murs et sollicitées par les solives.
- Les solives : Pour les poutres secondaires appuyées sur les sommiers de façade afin de transmette les efforts horizontaux aux fondations et d'assurer la stabilité de l'ouvrage tant en service qu'au stade de montage .

Il est indispensable de contreventer la structure

En ce qui concerne les éléments non structuraux se sont :

- Les façades : Dont le rôle est double ;elles protègent j'espace habitable contre les influences extérieures (isolation thermique et phonique) et elles contribuent a l'esthétique du bâtiment .
- Les cloisons : Dont le rôle est de compartimenter la surface utile .

B/ Remplissage : '' Murs ''

- Les cloisons du bâtiment sont en briques creuse de 10cm d'épaisseur .
- Les murs extérieurs seront conçus en double cloison avec une lame d'air .

C / Planchers :

Nous avons choisi un plancher mixte avec un coffrage pedu TN 40 ; Les poutrelles sont des profilés en « I » .

Ce type de plancher a été choisi vu les avantages dont il dispose :

1. Rapidité et facilité d'exécution .
2. Fonction : bonne réparation des charges et bonne rigidité du plancher assurant un contreventement horizontal

Le non glissement de la dalle sue les poutrelles métalliques et assuré par des connecteurs .

D/ Système de contreventement :

On choisit un contreventement par palées de stabilité dans les deux sens (sens longitudinal et transversal). « Rangée de poteaux relies en tète par des poutres horizontales et éventuellement des diagonales ».

I-4- Aspect réglementaire (Règles : CCM97) :

I-4-1- Introduction :

Il existe plusieurs règlements dans le monde traitant l'étude des constructions ; mais ces règles sont préalablement conçues de telle façon a résoudre les problème constatés a leur pays d'origine. Notre pays '' l'Algérie '' importe les conditions de conception de charpente métallique des règlements français.

En effet ; les règles neige et vent '' NV99 '' sont largement utilisés lorsqu'il s'agit d'un calcul justificatif vis-à-vis du vent ; ces règles ont été modifiées pour prendre en considération la nature et l'impact du site Algérien.

Par ailleurs ; les méthodes de calcul et de justification des différents éléments des structures métalliques sont conduites conformément aux règles CM66 en vigueur dans notre pays.

Les différents articles de cet avant projet de règles CCM97 ont été inspirées des règles CM66 et de l'EUROCODE -3 suscitées, le lecteur trouvera dans ce qui suit un résume succinct sur le principe de ces règles.

I-4-2- Objet des règles CCM97 :

Les règles CCM97 ont pour objet la codification du dimensionnement pour le calcul et les vérifications des structures de bâtiment à ossature en acier.

Les règlements ne définissent que les exigences relatives a la résistance mécanique ; a l'aptitude au service et a la durabilité des structures para-sismique , même les exigences

relatives a la protection anti-feu ; l'isolation phonique ou thermique font l'objet de ce règlement .

Le présent règlement fait référence à d'autres norme et règlements techniques.

I-4-3- Domaine d'application :

Les principales règles et commentaires des règles CCM97 sont applicables principalement aux bâtiments courants dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées .

On peut citer les bâtiments a usage d'habitation et de bureaux et son application est étendue aux bâtiments industriels tels que les halles, les hangars, etc.….

Ce règlement est applicable aux structures fabriquées a partir de produit de construction en acier laminé a chaud a l'exception des nuances d'aciers a hautes résistance. Il ne couvre pas celles employant les produits obtenus par fournage à froid.

I-4-4- principes de justification :

A/ Méthode des étapes limites :

1- Pour justifier la sécurité d'une structure , les calculs sont conduits selon la méthode des êtas limites représentant des états au delà desquelles la structure ne satisfait plus aux exigences de performance pour lesquelles elle a été conçue .

2- Les états limites sont classée en états ultimes de service .

❖ Etat limites ultimes :

Ce sont les états associés a l'effondrement de la structure et a d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes et des usagers

❖ Etats limites de service :

Ils correspondent aux états au delà desquels les critères spécifiés d'exploitation ne sont plus satisfaits .

B/ Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses suivantes sont prise en comptes :

1- Une supervision et une maitrise de qualité appropriez sont assurée dans les ateliers et les usines de fabrication ; ainsi que les chantiers .

2- La phase de construction est exécutée par du personnel possédant la qualification et l'expérience nécessaire .

3- Les matériaux et produits de construction sont utilisés conformément aux disposition du D.T.R .

4- La structure sera étendue de manière appropriée .

5- La structure sera exploitée conformément aux hypothèses adoptées lors de la conception et du calcul .

I-5- Caractéristiques des matériaux :

I-5-1- Les aciers :

A/ Caractéristiques mécaniques :

- L'acier utiliser pour l'ossature métalliques :

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des ciers de construction sont les suivants :

- Module d'élasticité longitudinale :

$E = 2{,}1 * 10^6$ daN/cm^2 $= 2{,}1 * 10^5$ MPA

- Coefficient de poisson :

$\nu = 0{,}3$

- Module d'élasticité transversale :

$G = 8{,}1 * 10^5$ daN/cm^2 $= 8{,}1 * 10^4$ MPA

- Coefficient de dilatation linéaire :

$\alpha = 11 * 10^6 C^{-1}$

- Masse volumique :

ρ 7850 daN/m^3

- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :

- L'ossature métallique E24 : $\sigma_e = 24$ daN /mm^2
- Boulons ordinaires E24 : $\sigma_e = 24$ daN /mm^2
- Boulons hautes résistances :

HR 8,8 (E24 : $\sigma_e = 64$ daN /mm^2)

HR 10,9 (E24 : σ_e = 90 daN /mm^2)

- Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critére de Van mises) :

B/Les aciers utilisée pour les éléments en béton armé sont :

- Acier rond lisse (nuance F_eE 235) ; F_e = 235 MPA
- Acier a haute adhérence (HA) type 1 (nuance F_eE 400) ; F_e = 400 MPA
- Les treillis soudés $\perp \leq$6mm de nuance TLE 520 .

C/ Contraintes de calcul pour les états limites ultimes :

à L'E.L.U : Les contraintes σ_s des armatures longitudinales sont en fonction des déformations

Diagramme des déformations de l'acier

- Pour la première phase la variation est linéaire , c'est-à-dire :

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- Pour la deuxième phase :

γ_s : Coefficient de sécurité .

γ_s = 1,15 situation durable

γ_s = 1,00 situation accidentelle .

E_s = Module d'élasticité longitudinale de l'acier : E_s = 2 * 10^5 MPA

D/Contraintes de calcul pour les états limites de services :

On portera dans le cas de l'état limite d'ouverture des fissures et on distinguera à cet effet degré de sécurité :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitations

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \inf (2/3 F_e \text{ et } 110 (\eta f_{tj})^{1/2})$
- Fissuration très préjudiciable : $0,5 F_e$ et $90 (\eta f_{tj})^{1/2}$

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton expriméé en MPA

η : coefficient de fissuration : η =1 pour les ronds lisse

η = 1,6 pour les armatures haute adhérence

η =1,3 pour les fils de diamétre inferieur à 6 mm

''Voir C.B.A''

I-5-2- Béton :

-A/Résistance à la compression :

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 20 cm^2 de section (ϕ 16 cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32 cm)

Cette résistance est définie à 28 jours : F_{c28} = 25 MPA

C/Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à ''j'' jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$F_{tj} = 0,6 +0,06 f_{cj}$ Pour j = 28 jours

$F_{tj} = 0,6 +0,06 (25) = 2,1$ MPA

B/Contrainte de compression :

Elle a pour valeur

L'E.L.U :

$$\sigma_{bc}$$

γ_b : Coefficient de sécurité tient compte d'éventuels défauts localisés ; ainsi que la réduction possible de la résistance des matériaux mis en ouvre / à sa résistance caractéristique définie par à priori

γ_b : 1,5 (situation durable ou transitoire)

γ_b : 1,15 (situation accidentelle)

- : 1 (lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure a 24 heures .)

- : 0,9 (lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h heurs)

- : 0,85 (lorsque cette durée est inferieure à 1 heure)

L'E.L.S :

La contrainte à la compression admissible est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0,6\ f_{c28}$

C/Contrainte limite de cisaillement :

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

  (0,15 f_{cj}/ γ_b et 4 MPA)

'' Voir C.B.A ''

D/Module de déformation longitudinale :

- Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 h ; le module de déformation instantanée E_{ij} du béton à j jours est pris égal :

  $E_{ij} = 11000\ (f_{cj})^{1/3}$ MPA

- Pour un chargement de longue durée d'application le module déformation E_{vj} est pris égale à :

  $E_{vj} = 37000\ (f_{cj})^{1/3}$ MPA

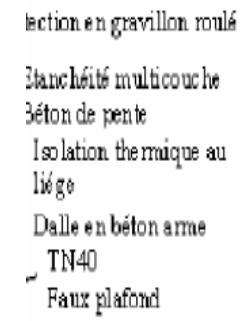
  $E_{i28} = 32164,2$ MPA

  $E_{v28} = 10818,9$ MPA

E/Coefficient de poisson V :

Il es pris : V =0,2 : béton supposée non fissuré .

V = 0,00 : béton supposée fissuré .



I-6- Descente des charges :

I-6-1- Plancher terrasse :

- 1.Protection gravillon

- 2.Etanchéité multicouches
- 3. Papier Kraft
- 4. Forme de pente en béton
- 5. Feuille de polyane
- 6.Isolation en liège
- 7. Ecran pare vapeur
- 8. Dalle en béton armé
- 9. Coffrage perdu en (TN 40)
- 10.Solive
- 11. Faux plafond
- 12.Connecteur

a/Charge permanente :

- Gravillon de protection……...60 Kg/M²
- Etanchéité multicouches……...……..12 Kg/M²
- Forme de pente (10cm) : 2200 *0,1 …….220 Kg/M²
- Film polyane + Isolation en liège de 4cm : 0,04 *300……12 Kg/M²
- Dalle en béton armé (10cm) :0,1 * 2500……..…….250 Kg/M²
- TN 40…….……..12 Kg/M²
- Faux plafond en plâtrer ……..…….06 Kg/M²

$G_T = 572$ Kg/m²

Le but principal de cette étape réside dans la détermination des différentes charges et surcharges ayant une influence défavorable sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage

b/Surcharge d'exploitation :

$Q = 100$ Kg/m² '' chage et surcharge ''

I-6-2- Plancher courant :



- 1.Revêtement en carrelage
- 2.Mortier de pose en ciment
- 3.Lit de sable
- 4.Isolation en liège expansé
- 5. Dalle en béton armé
- 6. Coffrage perdu en (TN 40)
- 7.Solivage
- 8. Faux plafond
- 9.Connecteur

a/Charge permanente :

- Revêtement en carrelage d'épaisseur 02cm (0,02 .2200)……..……44 Kg/m²
- Mortier de pose en ciment d'épaisseur 02cm (0,02 .2200)……...… 40 Kg/m²
- Lit de sable d'épaisseur 02cm (0,02 .1700)……...34 Kg/m²
- Isolation en liège expansé d'épaisseur 03cm (0,03 .300)……..…09 Kg/m²
- Dalle en béton armé d'épaisseur 10cm (0,1 .2500)……...250 Kg/m²
- TN 40 d'épaisseur 0,1cm……...……..12 Kg/m²
- Faux plafond en platre ……0,6 Kg/m²
- Cloison ……75 Kg/m²

$G_T = 470$ Kg/m²

b/Surcharge d'éxploitation :

Q= 150 Kg/m² '' Charge et surcharge ''

Pour un batiment (usage d'habitation dit)

C /Les murs :

Murs extérieurs (10 ; 10 ; 10)

- Briques creuses (e = 10cm) .2 — 90 daN /m²
- Enduit exterieur en ciemnt (e = 2 cm) — 40 daN/m²
- Enduit intérieur en platre (e = 2 cm) — 20 daN/m²

G = 240 daN / m²

Murs intérieur (10 cm) :

- Briques creuse (e = 10cm) — 90 daN /m²
- Enduit en platre (e = 2 cm) — 20 daN /m²

G = 110 daN/m²

Sommaire

Remerciement
Dédicace
Résumé
Notation
Introduction générale

Phase I :Charpente métallique

Chapitre I

I-1- Introduction générale

I-2-Généralités sur les aciers

I-2-1- Historique

I-2-2 : Définition et propriété

I-2-3- Qualité :

I-3-Présentation de l'ouvrage

I-3-1- Caractéristiques géométriques du bâtiment

I-3-2 Désignation des éléments de structure

I-4- Aspect réglementaire (Règles : CCM97)

I-4-1- Introduction

I-4-2- Objet des règles CCM97

I-4-3- Domaine d'application

I-4-4- principes de justification

I-5- Caractéristiques des matériaux

I-5-1- Les aciers

I-5-2- Béton

I-6- Descente des charges

I-6-1- Plancher terrasse

I-6-2- Plancher courant

C /Les murs

Chapitre II

II-Pré dimensionnement

II-1-1-Panne

II-1-1-Introduction

II-1-2- Panne du plancher courant :

II-1-3-Panne du plancher terrasse :

II-2-Poutres secondaires (solives)

II-2-1-Introduction

II-3-Poutres principales (traverse)

II-3-1-Introduction

II-3-2-Poutre non porteuses

II-3-3-Poutre porteuses

II-4-Plancher mixte

II-4-1-Epaisseur de la dalle

II-4-2-dimensionnement du coffrage perdu

II-5-Poteaux

II-5-1-Introduction

II-5-2-Dégression verticale des charges

Chapitre III

III .1. Introduction :

III.2.L'acrotère :

III. 2.1. Définition :

III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations :

III.2.3. Calcul des efforts :

III.2.4. Calcul du ferraillage :

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

III-2-Plancher mixte

III-2-1-Introduction

III-2-2Calcul du plancher mixte

III.3. Escalier

III.3.1.Introduction

III.3.2. Terminologie Un escalier se compose d'un

III.3.3.1. Escalier à trois volées :

Chapitre IV

IV.1. Introduction :

IV.2.Application du R N V 99 :

IV.2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

IV.2.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

IV.2.2. a. Calcul du coefficient d'exposition au vent C_e : (ch2Art3.3)

V.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

IV.2.4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

IV.2.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

IV.3. Répartition des coefficients de pression :

IV.3.1. Détermination de la pression due au vent :

IV.3.2. Calcul des forces de frottement :

IV.4. Conclusion:

IV.5.Etude de neige :

Chapitre V

V. Etude Sismique:

V.1. Introduction :

V.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

V.2.1. Centre de masse :

V.2.2. Centre de torsion :

V.2.3. Excentricité :

V.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

V.2.3.2. Excentricité accidentelle :

V.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle :

V.3. Modélisation de la structure :

V.3.1. Modélisation de la rigidité :

V.3.2. Modélisation de la masse :

V.4. ETUDE SISMIQUE :

V. 4.1 Choix de la méthode de calcul :

V. 4 .1.1 Introduction :

V.4.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

V.4.2. Résultats de l'analyse dynamique :

Chapitre VI

VI-1- Introduction :

VI-2-Contreventement des façades « stabilité verticale » :

VI-2-1- Hypothèse de calcul :

VI-2-2-Stabilité du portique transversal :

Chapitre VII

VII-6-Calcul D'Assemblage :

VII-6-1- Introduction :

VII-6-2 -Assemblage poteau « HEB260 »-poutre « IPE400 » :

VII-6-3-Assemblage poteau « HEB260 »- solives « IPE300 » :

VII-6-4 -Assemblage Poutre « IPE400 »-Panne « IPE180 » :

VII-6-5-Assemblage poteau « HEB260 »-double cornier « 2L120x12x12 » en V: ($G+Q+E_{dy}$)

VII-6-6-Assemblage poteau « HEB260 »-double cornier « 2L120x12x12 » en X: ($G+Q+E_{dx}$)

VII-6-6-Assemblage poteau-poteau « HEB260 »: ($0,8G+E_{dx}$) :

VII-6-7-Assemblage poteau »HEB260 »- Fondation:

Chapitre VIII

VIII.1-INTRODUCTION :

VIII.1.1-Vérification des poteaux et poutres aux phénomènes de d'instabilité (flambement+diversement):

VIII-2- poteau HEb260 :

VIII-3- poutre IPE500 :

VIII-4- poutre IPE300 :

VIII-5- poutre IPE180 :.....

Chapitre IX

IX.1/Généralités :

IX.2/Choix du Type de fondation :

IX.3/Dimensionnement et calcul des semelles :

IX.3.1/Semelles de rive isolées sous poteaux carrés « S_2 » :

IX.3.2/Semelles intermédiaire sous poteaux carrés « S_{35} » :

IX.3.2/Semelles intermédiaire sous poteaux carrés « S_{16}» :

IX.4- Les longrines :

IX.4-1- Introduction :

IX.4-2- Pré dimensionnement :

IX.4-3- Sollicitations:

Phase II : Etude béton armé

Chapitre I

1-Introduction :

1.1-Introduction générale :

1.2-Description de l'ouvrage :

1.3- Caractéristiques du bâtiment :

1.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Chapitre II

II-Pré dimensionnement :

II.1- Introduction :

II.2-Pré dimensionnement des planchers :

II.3- Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations :

II.3.1- Maçonnerie :

II.3.1.a-Murs intérieurs (simple cloison) :

II.3.1.b-Murs extérieurs (double-cloison) :

II.3.2- dalle pleine terrasse :

II.3.2.a-charges permanentes :

II.3.2.b-Surcharges d'exploitation :

II.3.3 dalle pleine courant :

II.3.3.a-charges permanentes :

II.3.3.b-Surcharges d'exploitation :

II.4-Les poutres:

II.4.1 Pré dimensionnement des poutres :

II.4.1.a-Les poutres principales :

II.4.1.b-Les poutres secondaires :

II.5- Pré dimensionnement des poteaux :

II.5.1-Étapes de pré dimensionnement:

II.5.2-Descente des charges :

II.5.3-Loi de dégression :

II.6- Pré dimensionnement des voiles :

Chapitre III

III.3. Plancher à corps creux

III.3.1. La dalle de compression :

III.3.2. Les poutrelles :

III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

III.3.2.3. Calcul du ferraillage

III.3.2.4. Vérification au cisaillement :

III.3.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche :

III.3.2.6. Évaluation détaillée de la flèche :

III-5-1-Calcul de la dalle de compression :

III-5-2-Calcul du planché à dalles pleine :

III-5-2.1-Calcul des dalles triangulaires :

III-5-2.1.1-Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

III-5-2.1-Calcul des dalles triangulaires :

III-5-.2.1.2-Evaluation des charges :

III-5-2.1.3-Calcul du ferraillage :

III-5-2.2-Calcul des dalles rectangulaires reposant sur 3 appuis :

III-5-2.2.1-Evaluation des charges :

III-5-2.2.2-Calcul du ferraillage :

Chapitre IV

IV. Etude sismique :

IV.1. Introduction

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse

IV.2.2. Centre de torsion

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) [2]

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [2]

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle :

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

IV.3.2. Modélisation de la masse

IV.4. ETUDE SISMIQUE

IV. 4.1 Choix de la méthode de calcul

IV. 4 .1.1 Introduction

IV.4.1.2 Méthode dynamique modale spectrale

IV.4.2. Résultats de l'analyse dynamique

Chapitre V

V.1-Introduction :

V.2-Ferraillage des poutres :

V.2.1-Introduction :

V.2.2-Recommandation du RPA99 :

V.2.3-Vérification des contraintes à l'état limite de service :

V.2.4-Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

V.2.5- Calcul des armatures transversales :

V.2.6-Vérification de la flèche :

V.3- Ferraillage des poteaux

V.3.1- Introduction:

V.3.2- Etat limite ultime de stabilité de forme:

V.3.3- Recommandations des règlements:

V.3.4- Détermination des sections d'acier:

V-3-5- Vérification des contraintes à l'E.L.S:

V.3.6- Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant :

V.3.7-Armatures transversales:

V.2.3. Ferraillage des voiles

V.2.3.1. Les voiles pleins

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures

V.2.3.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux

V.2.3.4. les voile plein

V.2.3.4. les voile avec ouverture

Chapitre VI

VI- Etude des fondations:

VI.1- Introduction:

VI.2- Reconnaissance du sol:

VI.2.1- Nature de la couche de fondation:

VI.2.2- Fondation des ouvrages:

VI.2.3- Stabilité du site:

VI.2.4- Recommandations:

VI.3- Fonctions assurées par les fondations:

VI.4- Classification des fondations :

VI.5- Calcul des fondations :

VI.5.1- Semelles isolées :

VI.5.2- Semelles filantes :

VI.5.2.1-Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux :

VI.5.2.2-Vérification des contraintes à l'ELS :

VI.6- Les longrines :

VI.6.1- Introduction :

VI.6.2- Pré dimensionnement :

VI.6.3- Sollicitations:

Phase III : Etude Comparative

Etude comparative :

Introduction :

Chapitre I

Chapitre I : Comparaisons Du Point De Vue Resistance

I-1-Introduction :

I-2-Analyse sismique :

I-2-1 Période :

I-2-2-Déplacement :

Commentaire – conclusion :

Chapitre II

II-2-1-Introduction :

II-2-2-Les devis quantitatifs :

Commentaire – Conclusion :

Conclusion Générale :

Bibliographie

Liste des Tableaux

Tableau III-4-1: Poids propre du palier de repos de l'escalier

Tableau III-3-2 : Poids propre de la paillasse de l'escalier .....

Tableau III-4-3 : Combinaison des charges de l'escalier

Tableau III-3-5 : calcul et vérification des armatures longitudinales

Tableaux III-3-6 : Armature de répartition

Tableaux III-3-7 : vérifications préliminaires de la flèche

Tableaux III-3-8 : vérification de la flèche

Tableau IV-1 : les facteurs Kt ,Z0 ,Zmin et Ɛ

Tableau IV-2-Coefficient d'exposition au vent Ce

Tableau IV-3 : valeurs des C_{pe} parois verticales…

Tableau IV-4: Valeur Cp sur les Parois verticales sens X-X

Tableau IV-5 : Valeur Cp sur les Parois verticales sens y-y

Tableau IV-6 : Sens XX

Tableau IV-7 : Sens YY

Tableau V-1-Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau V-2- Excentricité :

Tableau V-3 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Tableau V-4 : Calcul de l'excentricité totale

Tableau V-5 : détermination du facteur de qualité Q

Tableau V-6 : Le comportement des trois premiers modes

Tableau V-7: Période et facteurs de participation massique

Tableau V-8: vérification des périodes

Tableau V-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

Tableau V-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Tableau V-11: Forces sismiques selon la hauteur suivant (X)

Tableau V-12: Forces sismiques selon la hauteur suivant (Y)

Tableau V-13: calcul du moment de renversement

Tableau V-14 : calcul du moment stabilisant

Tableau V-15: Vérification de stabilisation
Tableau V-16 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (X)

Tableau V-17 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (Y)

Tableau V-18: Vérification l'effet (P-D) sens (X)
Tableau V-19: Vérification l'effet (P-D) sens (Y)

Tableau V-20 : largeur minimale du joint
Tableau IX.1: Section nécessaire de la fondation isolée du bloc

Tableau1- 1 : Les dimensions en plans et en élévation du bâtiment
Tableau 1-2 : Les types d'acier utilisés et leurs nuances
Tableau II-1 : Charge permanent du mur simple cloison

Tableau II-3 : Charge permanente de la dalle pleine
Tableau II-4 : Charge permanente de la dalle pleine courant
Tableau II-5 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau
Tableau II-6: Détermination de la section du poteau de chaque niveau du bloc A

Tableau II-7: Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003

Tableau III-3-1 : les charges de la poutrelle avant collage

Tableau III-3-2: Calcul des moments

Tableau III-3-3: calcul des étaieme
Tableau III-3-5: Actions de calcul des poutrelles après coulage

Tableau III-3-6 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)

Tableau III-3-7: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELS)
Tableau III-3-8: Récapitulations des efforts
Tableau III-3-9 : calcul des armatures

Tableau III-3-10 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Tableau III-11: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement
Tableau III-3-12 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Tableau III-5-1 : Calcul du travail externe

Tableau III-5-2 : Calcule du ferraillage à l'état limite ultime

Tableau III-5-3 : Vérification des contraintes à l'ELS
Tableau III-5-4: Calcul du travail externe

Tableau III-5-5: Calcul du travail interne.....
Tableau III-5-6: Calcule du ferraillage à l'état limite d'ultime

Tableau III-5-7: Vérification des contraintes à l'ELS
Tableau IV-1 : centre de rigidité & centre de masse

Tableau IV-2 : l'excentricité

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité totale

Tableau IV-5 : détermination du facteur de qualité Q

Tableau IV-6 : Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV-7: Période et facteurs de participation massique

Tableau IV 8 : vérification des périodes

Tableau IV-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

Tableau IV-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques
Tableau IV-11: Forces sismiques selon la hauteur suivant (X)
Tableau IV-11: Forces sismiques selon la hauteur suivant (X)
Tableau IV-12: Forces sismiques selon la hauteur suivant (Y)

Tableau IV-13 : calcul du moment de renversement

Tableau IV-14 : calcul du moment stabilisant

Tableau IV-15 : Vérification de stabilisation

Tableau IV-16 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (X)

Tableau IV-17 : Vérification des déplacements inter-étages suivant (Y)

Tableau IV-18: Vérification l'effet (P-D) sens (X)

Tableau IV-19: Vérification l'effet (P-D) sens (Y)

Tableau IV-20 : largeur minimale du joint
Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire :
Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres :

Tableau V-4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires :
Tableau V-5 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales :

Tableau V-6: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires .....
Tableau V-7: Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires :
Tableau V-8: Vérification de la flèche des poutres :

Tableau V-: Effort et sections d'acier adoptées :

Tableau V-10 : Détermination des contraintes de l'acier et du béton :

Tableau V-11 : Vérification des contraintes de cisaillements
Tableau V-12 : Choix des armatures est leur espacement :

Tableau V-13 : calcul des armateurs verticaux

Tableau V-14 : vérification des armatures a ELS des voiles

Tableau V-15 : calcul des armateurs horizontaux

Tableau V-16 : diamètre des armateurs transversaux
Tableau V-17 : calcul des armateurs verticaux

Tableau V-18 : calcul des armateurs horizontaux
Tableau V-19 : Calcul de l'armature longitudinale :

Tableau V-20 : Calcul de l’armature transversal

Tableau VI-1 : Section nécessaire de la fondation isolée du bloc

Tableau VI-2: Section nécessaire de la semelle filante du bloc

Tableau VI-3: Détermination de la largeur et la hauteur de la semelle

Tableau VI-4: Ferraillage transversal

Tableau VI-8 : Vérification de l’effort tranchant

Tableau VI-6 : Calcul des moments à l'ELU et ferraillage longitudinal

Tableau VI-7 : Vérification des contraints

Tableau VI-5: Détermination des valeurs de q des semelles filant du bloc

Liste des Figures

Figure II-2- poteaux plus sollicité

Figure III-1 :L’acrotère

Figure III-2 : Diagrammes des efforts à l’ELU

Figure III-3 : Section de B.A à l’ELU

Figure III-4- ferraillage de l’acrotère

Figure III-2-1-Plancher mixte

Figure : III-2-3 Les connecteurs

Figure III 3-1- : Représentation d’un escalier

Figure III-3-2 : Dimensions de l’escalier

Figure III-3-3 : Schéma statique à l'E.L.U

Figure III-3-4 : Schéma statique à l'E.LS

Figure III-3-5 : ferraillage et l’espacement

Figure IV-1: Action du vent

Figure IV-2 : Légende pour les parois verticales…

Figure IV-3 :C_{pe} sur les Parois verticales

Figure IV-4: C_{pe} sur les Parois verticales

Figure IV-5 : Valeur Cp sur les parois verticales sens x-x…

Figure IV-6 : Valeur Cp sur les Parois verticales sens y-y…

Figure IV-7 : Valeur Cp sur les Parois verticales sens x-x

Figure IV-8 : Valeur de Cp sur les Parois verticales sens y-y…

Figure V-1 : modélisation de la structure

Figure V-2 : disposition des voiles

Figure V-3:spectre de réponse

Figure V- 4: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Figure V-5 : Distribution des forces sismiques
Figure V-6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (x)

Figure V-7: Concentration des forces sismiques aux étages suivant(y)

figure VII-1-Assemblage poteauHEB260-poutreIPE400

figure VII-2-Assemblage poteauHEB260-poutreIPE300

figure VII-3-Assemblage poutreIPE180-poutreIPE300

FigureVII-4- : assemblage des palée en V

FigureVII-5- : assemblage des palée en X

FigureVII-6- : assemblage poteau-poteau« HEB260»
FigureVII-7- : assemblage poteau- plaque d'ancrage

Figure VII-8-: dimensionnement de la tige

FigureVII-9- : assemblage poteau –fondation
Figure IX.1 :Schéma équivalent d'une semelle isolée……..
Figure II-1 : Dimensionnement de plancher corps creux
Figure II-2 : Mur simple cloison

Figure II-3 : Mur double cloison

Figure II-7 : Dimensionnement de poteau
Figure II-8: représentation du poteau le plus sollicité

Figure II-10: les poutres principales Figure II-9: Les poutres secondaires

Figure II-11 : coupe de voile en plan Figure II-12 : coupe de voile en élévation
Figure III-3-1 : disposition constructive des armatures de la table de compression
Figure III-3-2 : dimensionnement de la poutrelle
Figure III-3-3: Schématisation de la poutrelle avant coulage

Figure III-3-4 : Choix de disposition des étaiements

Figure III-3-5 : poutrelle à 6 travées

Figure III-3-6 : Diagramme des moments du poutrelle à 6 travées (ELU)

Figure III-3-7: Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à 6 travées (ELU)

Figure III-3-8 : Diagramme des moments de la poutrelle à 6 travées (ELS)
Figure III-3-9: Ferraillage des en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)
Figure III-5-1 : Efforts et déplacements des zones rigides
Figure IV-1 : Inerties des voiles et des poteaux

Figure IV-2 : modélisation de la structure a ossature mixte

Figure IV-3 : dispositiodesvoiles

Figure IV-4:spectre de réponse

Figure IV- 5: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Figure IV-6 : Distribution des forces sismiques

Figure IV-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (x)

Figure IV-8: Concentration des forces sismiques aux étages suivant(y)

Figure V-1 : Ferraillage des poutres secondaire de rive et intermédiaire dans tous les niveaux :

Figure V-2 : Disposition des armatures
Figure V-3: Diagramme des contraintes (SPC)

Figure V-4 : Diagramme des contraintes (SET)

Figure V-5 : Diagramme des contraintes (SEC)
Figure V-6 : disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure V-7 : disposition des armateurs transversaux (épingles)……..……

Figure V-9 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

Figure V-10 : Armatures du linteau selon le RPA 99

Figure VI-1 : Semelle isolée sous poteau

Figure VI-2 : Les bulles de pression

Figure VI-3 : Semelle filante sous poteaux

Figure VI-5 : Détail du ferraillage de la LONGRINE

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale

λ: élancement mécanique

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

Notations

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

Notations

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

C_d : coefficient dynamique.

K_t : coefficient de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

W : Pression nette exercée sur l'élément

q_j : la pression due au vent

R : force résultante

F_w : la résultante des forces horizontales

F_u : une force de soulèvement.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

Notations

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

, f_{adm} : Fleche admissible

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Notations

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

Lf : Longueur de flambement,

Q_x^* :charge uniformément répartie non pondérée

Q_x : charge uniformément pondérée

St : Espacement de cours d'armature transversale.

V_1 : distance de centre de gravité d'une section a la fibre supérieur

V_2 : distance de centre de gravité d'une section a la fibre inferieur

Notations

• :coefficient de fissuration

σ_{bc} : contrainte de compression de béton

: contrainte limite de béton comprimé à L'E.L.S

σ_{S} : contrainte de traction de l'acier

: contrainte limite de l'acier tendues à L'E.L.S

c_t : coefficient de topographie

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique

Majuscules grecques

Δ : Variation.

∑ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

d : diamètre du trou

⌴ diamètre du boulon

Minuscules grecques

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

ε : Coefficient (calcul de C_d)

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations

Notations

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Conclusion Générale :

Au terme de ce travail , il apparait clairement que outre la similitude des étapes de calcul et de vérification pour les deux conceptions distinctes envisagées , la différence considérable des résultats obtenues par les deux note de calcul , en effet les démarches suivies ont été sensiblement les mêmes . Le pré dimensionnement à été marqué dans les deux cas par la conditions de la limitation de la flèche principalement pour les éléments horizontaux Le phénomène de stabilité de forme et ayant marqué celui des éléments verticaux.

Par ailleurs, il faut signaler que l'étude vis-à-vis du séisme s'est avérée plus défavorable que celle au vent essentiellement dans la conception en ossature métallique contreventée par palées de stabilité.

La disposition des systèmes de contreventement (palées de stabilité) obéissant aux exigences architecturales (dégagement de l'espace en façade pour des ouvertures) a crée une situation telle que de comportement de la structure étatique à été sensiblement affecté.

En effet, bien que cette conception et plutôt rigide en théorie, la période obtenue caractérise un comportement beaucoup plus souple que celui de la structure en béton armé. Ceci donne à la structure métallique de grandes possibilités d'absorption d'énergie due aux excitations sismique.

Les déplacements y ils seront, par contre plus importants ce qui à engendré une attention particulière à la limitation de ces derniers.

Du point de vue du dégagement de l'espace, il faut noté aussi que les dimensionnée.

Il y a donc moins d'encombrement du à l'ossature, ce qui est particulièrement favorable sachant qu'il s'agit d'un à l'ossature, ce qui est particulièrement favorable sachant qu'il s'agit d'un ouvrage à usage d'habitation.

Il à été aussi signalé que autant les possibilités de contrôle en cours ce construction sont meilleures pour la structure métallique, le cout d'entretien de la structure en béton armé demeure beaucoup moins élevé.

En effet pour la protection incendie , à titre exemple , elle est relativement assuré par structure en béton armé de manière automatique alors qu'elle nécessite beaucoup d'investigations dans le cas de la structure métallique . Cette protection devient très couteuse dans ce dernier cas en fonction de la durée de fonctionnement de l'ouvrage

Finalement et du point de vue économique, les devis quanta tifs concernant ces deux conceptions (essentiellement pour les gros œuvres) ont montré le cout de ce derniers est au moins deux fois plus important dans le cas de l'ossature métallique. Il a été montré aussi l'impact considérable du cout de transport de cette charpente qui atteint dans notre cas 28 % de montant global. L'éloignement du site de construction par rapport aux sources d'approvisionnement en profilés dans un paramètre défavorable pour le choix d'une structure métallique.

Dans notre cas d'ailleurs, le cout de transport des charpente à été a lui seul presque équivalant a celui des gros œuvres en béton armé. C'est un résultat d'une grande gravité et particulièrement déplaisant

En revanche du coté des délais d'exécution des travaux il ya une grande compensation. Une économie d'un tiers du temps de réalisation des gros œuvres a été observée dans le cas de la structure métallique. Ce dernier facteur peut s'avérer déterminant pour le choix de la conception si l'ouvrage en question à un caractère productif, Une étude financière plus poussée, prenant en considération le fait qu'une structure métallique est livrée plus tôt, peut donc basculer le choix de la conception.

Notons aussi que cette économie du temps de réalisation est d'autant plus importante quand le bâtiment est à grand nombre de niveaux.

Il importe de soulignée que l'importance de ce présent travail ne se limite pas à dire que l'une des deux conceptions adoptées est plus rentable.

Il a été question beaucoup plus de cerner l'ensemble des paramètres régissant ce choix du système structural.

الملخص

هذا المشروع يهدف إلى :

دراسة ومقارنة لبناية سكنية من (طابق ارضي 4 +طوابق) بين تصميمين

و المفروض بناؤها بالمدية والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (II_b)

1- هيكل معدني مثبت بأعمدة حفظ التوازن

2- هيكل من الخرسانة المسلحة مثبتة بأعمدة حفظ التوازن

مقاومة البناية بكل الحمولات العمودية والأفقية ، مضمونة ومحققة

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر : ;(C.B.A93 (R.P.A99 ; C.M.66 ; NV99

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج) (SAP2000 V12

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

Résume

Ce projet consiste à l'étude comparative entre deux conception (RDC+.4 étages) à usage d'habitation , qui sera implantée à Médéa, zone sismique (II_b) .

1- Structure en métal colonnes collants de maintien de l'équilibre.

2- Structure de colonnes en béton armé installées en gardant l'équilibre.

La résistance de structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par des systèmes de contreventement (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le ferraillage et le assemblage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (CBA.93 et RPA99 verion2003 et C.M.66.NV99)

Le calcul dynamique des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000V12).

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

The purpose of this project is a comparative study for a four storey's habitation building between two designs: a braced steel structure and a concrete structure and that will be implemented in Médéa , which integrated in the seismic zone (II_b).

1- Métal structure Sticky columns keeping the balance.

2- Structure of reinforced concrete columns installed keeping the balance.

The résistance of the structure to horizontal and vertical loads is assured by a mixed brace system (porches and sails).

The measurement and the scraps of the resistant éléments were done according to the Algériens rules (CBA.93 ;RPA99 ; C.M.66 .& NV99).

The dynamic study were carried out using the (SAP2000V12) software.

Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation

II-2-1-Introduction :

L'étude économique consiste à l'étudier le prix d'une construction qui se déterminer par le cout des matériaux , du travail en atelier , du transport , du montage , de la protection anticorrosion est des frais généraux .

Un souci constant de rationalisation , de standardisation des détails constructifs et cela , a tous les stades de l'élaboration de la construction métallique ont permit de diminuer à environ deux tiers le nombre d'heures de travail utilisées par tonne de charpente .

L'évaluation générale que l'on peut observer à court terme , tenant compte d'un concurrence toujours plus àpre sur le marché de la construction , est que la recherche d'un cout minimum dans la construction métallique doit ce faire essentiellement par une diminution des heures de travail plutôt que par une diminution du tonnage d'acier .

II-2-2-Les devis quantitatifs :

Les devis quantitatifs sont des tableaux exprimant les quantités des taches et leur prix unitaires par lots .

On à préféré quantifier le gros œuvre des deux types d'ossature , puisque les autres lots (électricité , maçonnerie , étanchéité …..) sont presque identique dans seuls le gros œuvre nous intéresse .

-Montage : 12 à 15 DA/Kg

-Peinture : 8 à 9 DA/m^2

-Transport : 50 DA/Kg

-Coffrage perdu TN 40 : 750 à 800 DA/m^2

-Fabrication : 65 à 70 DA/Kg

On à pris comme référence que 1 Kg d'acier coute 135 à 144 DA

En ce qui concerne le béton armé on l'a quantifié comme suite :

- 1 m^3 de béton armé ✹ 20000 DA (en élévation)
  ✹ 190000 DA (infrastructure)
- Plancher en corps creux 1200 DA/m^2

Commentaire – Conclusion :

D’après les devis quantitatifs , en remarque la déférence entre les deux devis de point de vue cout .

Ces résultats en été comparés avec ceux d’autres marchés de même ordre de grandeur ce qui nous à garanti un intervalle logique de calcul ceci constitue donc une validation de notre travail .

Il à été remarquée un point très important et particulièrement défavorable dans le cas de la structure métallique et c’est le transport .

En effet , ce dernier à joué un rôle déterminant dans l’élévation considérable du cout de réalisation , soit (28%)du montant globale de la structure . le cout de transport à été tellement important qu’il à approché le cout de gros œuvre de la structure en béton armé .

En d’autres termes , si le site aurait été assez rapproché de la zone d’approvisionnement en charpente métallique , alors le cout , globale aurait pu chuter considérablement (voir de 28%)

Il est à conclure donc que le cout de réalisation est au moins deux fois plus important dans le cas de la structure métallique sinon plus en fonction de l’éloignement du site .

Chapitre I : Comparaisons Du Point De Vue Resistance

I-1-Introduction :

Un des éléments essentielle de notre étude comparative demeure le critère de résistance . En effet , il s'agit de comparer , toujours du point de vue de la résistance , les deux conceptions traitées dans les deux premières phase notamment , une structure métallique contreventée par de palées de stabilité , dans les deux directions avec une structure contreventées par de voiles en béton armé . Il est clair que de ce point de vue il existe plusieurs paramètres . Cela analyse sismique ou alors la comparaison des résultats de cette analyse représente de loin le paramètre et l'instrument le plus essentiel et primordial de cette étude comparative les résultats définitifs quand au dimensionnement , aux calculs de ferraillages et d'assemblages sont inhérents a cette analyse .

I-2-Analyse sismique :

La comparaison des résultats de l'analyse sismique des deux structures envisager dans les phase présidentes va porter par les paramètres dynamiques obtenue à savoir , la période de vibration , les déplacements mais encore sur les solutions même devant être envisagées avec quand au modes de contreventement .

I-2-1 Période :

Les résultats des deux types d'ossature sont regroupés dans le tableau ci-dessous .

Ossature	Période (S)
Structure métallique contreventé par palées de stabilité .	0,48
Structure contreventées par des voiles en béton armé	0.30

A/ Commentaire :

A partir de ce tableau qui nous montre la période de chaque type d'ossature , on remarque que l'ossature en béton armé est plus rigide que l'ossature en charpente métallique .

Cette dernière présente une grande souplesse du fait que le module d'élasticité de l'acier y joue un rôle prépondérant . L'acier , se comporte parfaitement élastiquement en dessous de sa limite élastique et d'autre part , la courbe contrainte-déformation du béton armé peut être assimilée sans grande erreur à une droite . la loi de HOOK peut donc être appliquée en expriment qu'il y a proportionnalité entre les contraintes et les déformations ; a savoir

B/Conclusion :

Il y a ici une conclusion très intéressante à tirer . D'abord , nous avons une structure contreventés par de voiles en béton armé ; se qui laisse croire que le comportement de celle-ci et plutôt souple . Par ailleurs , une structure en charpente métallique a nœuds articulés et contreventée dans les deux direction par palées de stabilités ; après l'exemple même d'une structure rigide .

Finalement , le résultat obtenu est tout autre puisque la période est beaucoup plus faible (C'est-à-dire un comportement plus rigide) .

Par la structure en béton armé

Y' a-t-il alors contradiction ?

En réalité matérielle , il suffit de souligner un résultat d'un grande importance que c'est la ductilité matérielle (souplesse comportement) qui l'emporte pour la ductilité structurable par ailleurs , il y aussi la légèreté de la structure métallique conjuguée à l'élasticité dont fait preuve ce matériaux (Acier) qui font que cette structure est d'une grande souplesse . Ce résultat est un faveur de la structure métallique quand aux possibilité d'absorption d'énergie due a une excitation sismique d'une part , et a tout dépassement possible des charges prévue par le projet d'autre part .

I-2-2-Déplacement :

In s'agira essentiellement des déplacements aux niveau des nœuds maitres les plus défavorable le tableau suivant , montre clairement la différence entre des rotation ainsi que les déplacement obtenus dans les deux systèmes de structure envisager

Ossature	Déplacement		Rotation Z
	Sens X cm	Sens Y cm	
Structure métallique contreventé par palées de stabilité	0,54%	76,10%	29,88%
Structure contreventé par de voiles en béton armé	0.28%	67.75%	24.25%

Commentaire – conclusion :

On remarque aussi que , essentiellement suivant la direction des abscisses (XX) , les déplacements sont légèrement plus importants pour la structure métallique ce qui va dans le sens de la conclusion concernant les périodes .

Dans les autres directions les résultats sont si non similaires (cas de déplacement selon Y) ou alors légèrement plus important pour la structure en béton armé (cas des retâtions selon Z) . Ce ci s'explique , en regardant attentivement les dimensions en plans ainsi que positionnement des contreventements ; par l'introduction de la rigidité de conception (structurale) pour la structure métallique due au rapprochement des palées de stabilité pour une dimension en plan plus fiable dans cette direction .

Dans le cadre de l'étude comparative , il est intéressant de prendre en ligne de compte un certain nombre de critères de qualité dont font preuve , les deux matériaux acier et béton armé a travers les deux structures envisagées . Ces critères sont essentiellement résumé dans les différents points suivants .

DEDICACE

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes qui me sont chers et a qui je leurs doit tout.

Avec ce dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciement et ma profonde gratitudes.

Tout d'abords, je commence par mes très chers parents qui m'ont toujours tout donné que dieu les protèges et les gardes en bonne santé.

Je dédie aussi à :

- Mon cher frère : HAMI
- A mon binôme et sa famille (SAIDANI).
- A tout ma famille sans exception du plus grand au plus petit
- A toute la section Génie Civil générale promotion 2013
- A tout mes amis Raul ,Chafik , Mohamed , Said , Abd el Rahim Mokhtare , et a toute la click.
- Atout mes amies WASSIM, LINA , NESRINE , Linda ,SIHEM et AHLEM, Habiba , Anisa , Sara , Ferouz ,

Et en dernier je dirais que j'ai beaucoup de chance d'avoir des personnes qui m'aiment et qui sont toujours présentes pour moi.

AOUADI SAMIR

DEDICACE

Je dédié ce modeste travail :

À… Ma chère mère

Mon chère père

Mes Fères,Mohamed .Islame . Oussama

Mes Sœurs. AMIRA. SOUAD. MARIA

Ma Sœur Hassiba et son marie Gholame

et leurs enfants:amani,rima

Ma sœur souhila et son marie Abd El Kader

et leurs enfants:marame.hayame . Abd El modjibe

A toute la famille 'SAIDANI'

Tous Mes proches.

À qui je lui souhaite une bonne continuation des études supérieures, à mon

binôme Aouadi Samir

À tous mes amis : Youssef . Oussama. Outhmane.Khaled.Nadir .Abd El Rahim . Amel.Meriem . Asmaa .Nesrine

A toute la promotion 2013.

Http://maomao520.yeah.net

Merci.

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements tout d'abord à notre dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience durant ces langues années d'étude

L'expression de notre haute reconnaissance et gratitude à notre encadreur Mme : MIR MONA pour son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

Mes remerciements s'adressent également à Messieurs Hadide Amine et Ould turki Beaissa et Beaissa Kadik et Hatem Kadik , qu'ils ont toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'ils ont bien voulu nous consacrer

Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers Mr Flici Samir qui a eu la gentillesse de lire et corriger ce travail.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce modeste travail.

Enfin j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches et amis, qui m'ont toujours soutenue et encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire et aussi a la Faculté Sciences technologie, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée, ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Merci à tous et à toutes.

Etude comparative :

Introduction :

La troisième phase ‘’ études comparative ‘’ constitué une des principales phase de cette étude

Son but est de fournir à l’ingénieur les éléments essentiels a prendre en considération lors de la conception d’une structure telle que celle que nous somme proposé d’étudier .

Les différents facteurs technique ou autres influencent le choix d’une solution sont discutes à la lumière de leurs avantages et inconvénients .

En conséquent l’étude de cette phase devrait nous permettre de choisir des options judicieuse durant l’élaboration tout projet en général .

Cette partie donne d’une part , des indications essentielles utiles à la formation de l’ingénieur civil en tant que constructeur et d’autre part , des informations générales sur la manière d’aborder les problèmes .

L’ingénieur qui entreprend la conception et la réalisation d’un projet en doit pas seulement s’attarder aux calculs et à la résolution théorique des problèmes .

Il doit avant tout se plancher sur le coté pratique et concret de l’étude ; la conception générale d’un ouvrage étant basé sur des connaissances technique précises , sur des considérations pratiques réfléchies et sur le gage d’une heureuse réalisation .

Cette partie les deux chapitre suivants :

- Chapitre I : comparaisons du point de vue de la résistance
- Chapitre II : comparaisons du point de vue de l’économie

Etude comparative

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE «YAHIA FARES» MEDEA
المدية- جامعة يحي فارس-

Faculté des Sciences et technologie
كلية العلوم والتكنولوجيا

Département de Science de la Matière
دائرة علوم المادة

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention DU DIPLOME

MASTER EN GENIE CIVIL

Option : **Structure**

ETUDE COMPARATIVE POUR UN BATIMENT (R +4) à USAGE D'HABITATION ENTRE DEUX CONCEPTION :

-Structure métallique articulée, contreventée par palées de stabilité
-Structure contreventée par des voiles en béton armé (R=5)

Réalisé par :

AOUADI SAMIR

SAIDANI REDHA

Proposé par:

S.E.T.A.M

Dirigé par :

Mll. MIR MOUNA

PROMOTION 2013