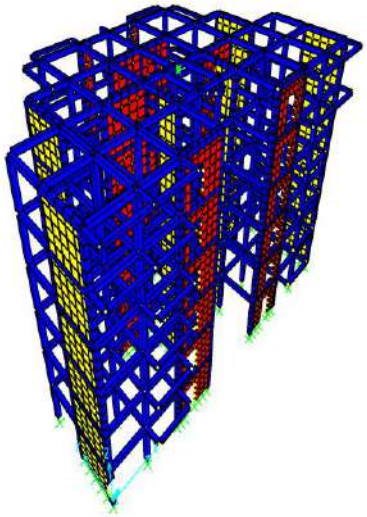
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMECRATIQUE POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Dr YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des sciences et de la technologie
Département de génie de la matière
Filière génie civil

Projet de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de master 2 en génie civil
Option : *construction et matériaux*



Thème :

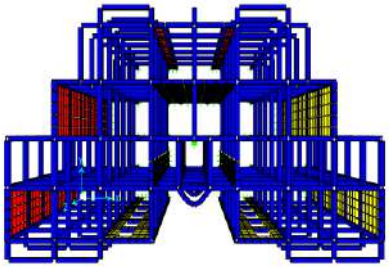
ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) + ORGANISATION DU CHANTIER

REALISE PAR :

- *SOLTANI SOFIANE*
- *LAMRI OUSSAMA*

DIRIGE PAR :

- *Mme : HERIHIRI OUIDED*



Promotion 2014-2015

Dédicace

Je m’incline devant dieu tout puissant qui m’a ouvert la porte du savoir et m’a aidé à la franchir je dédie ce modeste travail.

A ma chère et tendre mère, source d’affectation de courage et d’inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

Amon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l’effort et le soutien incessant qui m’a toujours apporté.

A mes frères Aziz et Chafik.

A mes sœurs Amel et Wahiba.

A tout la famille Soltani.

A aicha et sa famille

A mon confrère Oussama

A mes amis MOUNIR, ADEL, BACHIR, JOUSSEF, ABDOU,YAHIA et ALI

A tous crux que je porte dans mon cœur

SOFIANE SOLTANI

Dédicace

Je m’incline devant dieu tout puissant qui m’a ouvert la porte du savoir et m’a aidé à la franchir je dédie ce modeste travail .

A ma chère et tendre mère , source d’affectation de courage et d’inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

Amon père source de respect , en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l’effort et le soutien incessant qui m’a toujours apporté .

A mes frères Houssam et Didine .

A ma sœur Amina .

A tout la famille LAMRI .

A AMEL et sa famille

A mon confrère houssem

A mes amis ADEL , BACHIR , JOSEPH , ABDOU ,YAHIA et ALI

A tous crux que je porte dans mon cœur

OUSSAMA

sommaire

sommaire

CHAPITRE I: GENERALITES

I-1 Introduction…….....01
I-2 Présentation de l'ouvrage…….01
I-3 Situation et conception de l'ouvrage……01
I-4 Description de l'ouvrage……...01
I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux…….....03
I-6 Indication générale sur les règles(B.A.E.L)…….....08

CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES ETSURCHARGES

II-1 Définition des charges et surcharges……10
II-1-1 Charge permanente…….....10
II-1-2 Charge d'exploitation…….....11

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

III-1 Pré dimensionnement des poutres…… …… .12
III-2 Pré dimensionnement des poteaux…… ……15
III-3 Pré dimensionnement des voiles…… ……21

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV-1 Acrotère…….. 24
IV-2 Balcon……..30
IV-3 Escalier……..... 35
IV-4 Plancher …… …….42

CHAPITRE V : DESCENTE DE CHARGE ……..…….....62

CHAPITRE VI : ETUDE DYNAMIQUE

VI-1 Etude au vent…… …… 66
VI-2 Etude sismique……... ……73

CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII-1 Ferraillage des poutres……...79
VII-2 Ferraillage des poteaux …….. …….95
VII-3 Ferraillage des voiles ……. …….99

CHAPITRE VIII : LES FONDATIONS

VIII-1 Introduction…….....110
VIII-2 choix du type de fondation…….…110
VIII-3 Semelles continues sous voile périphérique (AXE 1)……110
VIII-4 Semelles continues sous voile et poteaux ……..……114
VIII-5 Les longrines ……...……...120
VIII-6 Voile périphérique ……..122

2ème PARTIE : ORGANISATION ET CONDUITE DU PROJET

I- NOTIONS SUR LE MARCHE……124
II- DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF……...131
III- PLANNING DE TRAVAUX……...134
IV- PLAN D'AMENAGEMENT DU CHANTIER……...136

CONCLUSION
BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

I-Généralités

I-1 Introduction :

Les ouvrages et leurs éléments doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

Une conception correcte est essentielle en ce qui concerne les dispositions générales des ouvrages et les détails constructifs (chaînage, ferraillage ……).

I-2 Présentation de l'ouvrage :

L'objet de la présente étude est un bâtiment d'habitation constitué d'un rez de chaussée, et de cinq (5) étages. Il est implanté à ALGER, qui est classée comme zone III (forte sismicité) selon le RPA99 modifié en 2003 (**R**ègle**m**ent **P**arasismique **A**lgérien).

I-3 Description de l'ouvrage :

a) **Caractéristiques géométriques :**

- ***En plan :***
  - Sens longitudinal l_X = 27,3 mètre
  - Sens transversal l_Y = 17.8mètre.
- ***En élévation :***
  - Hauteur total (y compris l'acrotère)…….19.64m.
  - Hauteur d'étage uniforme……...3.06m.

b) Planchers :

Les planchers du bâtiment sont constitués d'un corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression 4 cm reposant sur des poutrelles préfabriquées; ces dimensions ont étés choisies selon des considérations de charges et de portées, le plancher terrasse comporte en plus une isolation thermique (polystyrène), une étanchéité multicouche et du béton de forme en pente.

c) L'ossature :

L'ossature du bâtiment est constituée par un système de contreventement mixte Voiles-portiques disposés dans les deux sens. La structure auto-stable reprend les efforts verticaux et les voiles résistent aux efforts horizontaux.

d) **Les escaliers :**

Ils se composent de deux paillasses et un palier de repos qui repose sur une poutre palière, notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (droit).

e) Voiles :

Sont des murs réalisés en béton armé de 15 à 25 cm d'épaisseur

f) **Maçonnerie :**

1. les murs extérieurs : réalisées en double cloison d'épaisseur 30cm ; briques creuses de 15 et 10 cm séparées par un vide d'air d'épaisseur (e = 5cm).

2. les murs intérieurs : cloison sont en briques creuses d'épaisseur e = 10cm.

g) **Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur allant de 10 à 20 cm selon leur portée et mode d'encastrement.

h) Les revêtements :

- Carrelages de 2cm pour les différents planchers.
- Enduit en plâtre de 2cm pour les différents planchers (RDC et étages courants)
- Enduit en ciment de 2cm pour les différentes façades.

i) Infrastructures :

L'encastrement est assuré par des semelles filantes, la contrainte du sol considérée comme base supportant la structure de notre projet est prise égale à 2 bars (σ_{sol} = 2bars).

Cette valeur de contrainte nous a été confiée selon le rapport du sol ; elle a été confirmée par le bureau d'étude.

I-4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1)- Le béton : La composition standard pour 1 m^3 de béton de masse volumique ρ estimée à 2500 kg/m3 dans une température de 23° se présente comme suit :

- 800 l / m^3 de gravier Dg = (8/15 – 15/25) mm
- 400 l / m^3 de sable Ds = (0/5) mm
- 350 kg / m^3 de ciment CPJ 42.5.
- 140 à 180 l / m^3 d'eau

De toutes les façons la composition idéale qui peut nous donner le maximum de résistance et donnée selon la nature des matériaux utilisés (sable, gravier et ciment) ; des services consernés comme le (LNHC) par exemple, prend des échantillons pour nous donner la formule exemplaire de notre béton après avoir faire des essais de compression sur des éprouvettes confectionnées par les matériaux avec lesquels en va construire.

2)- Résistance du béton :

a/- à la compression :

-Un béton est généralement caractérisé par sa résistance à la compression, mais résiste mal à la traction ;

-Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28}.

La formule empirique de la résistance caractéristique à la compression à" j " jours est la suivante :

$f_{cj} = 0.685\, f_{c28} \log (j+1)$ quand $j<28$ d'après (B.A.E.L 91 modifié 99 art 2-1-13)

Pour notre étude, on prend $f_{c28} = 20$ Mpa

Note :

- en opte pour $f_{c28} = 20$ Mpa pour garantir tout accident d'une mauvaise mise en oeuvre du béton frais (absence de contrôle).
- En fait les calculs avec f_{c28} car les essais ont prouvés qu'à 28 jours la résistance du béton dépasse les 95 % de la résistance à long terme.

b/- à la traction :

Elle est donnée par la formule suivante:

$f_{tj} = 0.6+0.06\, f_{cj}$ d'après (B.A.E.L 91 modifié 99 art 2-1-29)

Pour j = 28 jours $\Rightarrow$ $f_{t28} = 1.80$ MPa

3)-Contrainte du béton :

Diagramme de déformation, contraintes pour l'état de résistance :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_b = \left[\frac{0{,}85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}\right]$$

Avec : - $\gamma_b = 1.50$ $\Rightarrow$ cas durable.

- $\gamma_b = 1.15$ $\Rightarrow$ cas accidentelle.
- $\theta = 1$ la durée d'application d'action > 24h.
- $\theta = 0.9$ la durée d'application d'action comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ la durée d'application d'action < 1h.

On prend : $\theta = 1$

$\Rightarrow$ Cas durable $\sigma_b = 11.33$ MPa

$\Rightarrow$ Cas accidentel $\sigma_b = 14.78$ MPa.

σ_{bc}:la contrainte du béton ε_{bc}: le raccourcissement relatif du béton

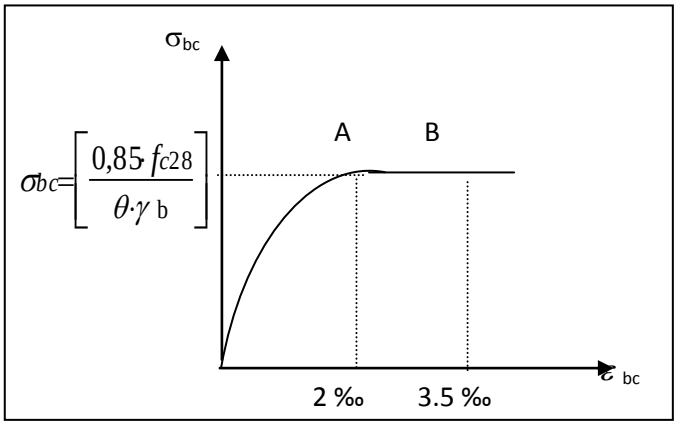


Figure I-1 : contrainte –raccourcissement du béton

- Contrainte limite de service du béton en compression :

Elle est définit par la relation suivante :

$\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 12$ Mpa.

- Contrainte limite ultime de cisaillement :

$\tau_u = V_u / b_0.d$

Avec :

- V_u : l'éffort tranchant ultime agissant sur la section cisaillée ;
- τ_u : Contrainte limite ultime de cisaillement ;
- b_0 : la largeur de la section ;
- d : la hauteur utile de la section.

D'après B.A.E.L 91 on vérifie que :

$\tau_u = \min (0.2\ f_{c28}/\gamma_b ; 5MPa)$: si la fissuration est peut nuisible.

$\tau_u = \min (0.15\ f_{c28}/\gamma_b ; 4MPa)$: si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

- Coefficient de poisson :

$\nu = 0.2$……à l'E.L.S

$\nu = 0$……...à l'E.L.U

- Déformation relative :

-Le module de déformation instantanée du béton : durée de charges inférieure à 24 h

$$E_{ij} = 11000\sqrt[03]{fcj} \quad \Longrightarrow \quad E_{ij} = 29858{,}593\ MPa$$

- Le module d'élasticité longitudinal différé :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \Longrightarrow \quad E_{vj} = 10043{,}345\ MPa$$

4)- Les aciers :

a/-Nuances des aciers :

Les aciers utilisés pour le béton armé se distinguent par leur nuance, le tableau suivant récapitule les caractéristiques des aciers utilisés dans notre étude :

Type d'acier	Nuance	Limite d'élasticité (MPa)
Ronds lisses	Fe E235	235
Barres à haute adhérence	Fe E400	400

b/- Module d'élasticité de l'acier :

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égal à :

$$E_s = 2\times10^5 \text{ Mpa}$$

c/- Contrainte des aciers :

La contrainte ultime de l'acier est donnée, selon les règles du BAEL91 modifié 99, par la formule suivante :

$$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$ cas durable $\Rightarrow$ $\sigma_s = 348$ MPa.
- $\gamma_s = 1.00 \Rightarrow$ cas accidentel $\Rightarrow$ $\sigma_s = 400$ MPa.

f_e : limite d'élasticité de l'acier

On aura à vérifier que :

- Si la fissuration est peu nuisible : aucune vérification à faire
- Si la fissuration est préjudiciable $\sigma \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right)$
- Si la fissuration est très préjudiciable : $\sigma \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} fe; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right)$

Avec : $\eta = 1 \Rightarrow$ rond lisse.

$\eta = 1.6 \Rightarrow$ haute adhérence.

- Contrainte de calcul pour les états limites ultimes :

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales

sont données en fonction de déformation ε_s par le diagramme de la figure I-2 :

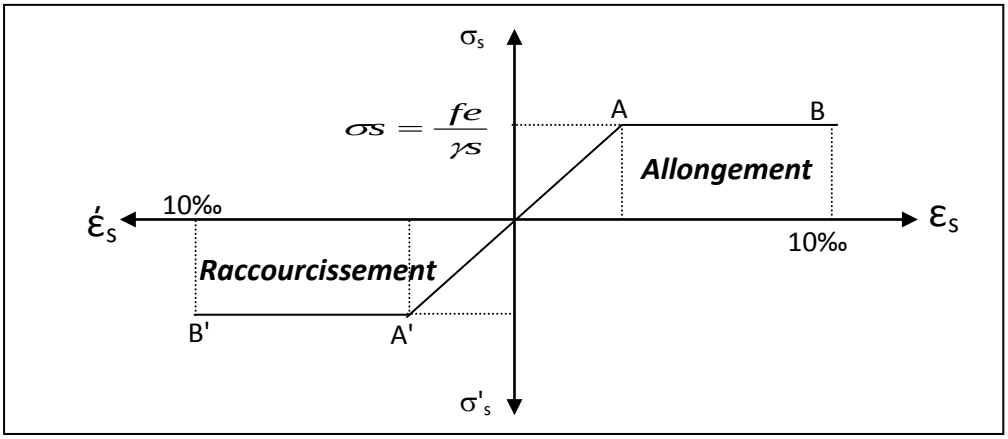


Figure I-2: Contrainte des aciers

I-5. Indication générale sur les règles (B.A.E.L 91 modifié 99) :

A/- Etats limites ultimes :

Ceux qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la structure

Ces états sont relatifs à la limites soit de :

- La résistance de l'un des matériaux utilisés (béton – acier)
- La stabilité de forme des éléments de construction
- L'équilibre statique de l'ouvrage

- Combinaisons fondamentales à L'ELUR:

Lors des situations durables ou transitoires, on considère :

$$S = 1.35\, G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}.Q_1 + 1.3 \sum \Psi_{0i}.Q_i$$

Avec : - G : la charge permanente

- Q_1 : la charge variable de base (exploitation)
- γ_{Q1} : 1.5 (cas général)
- Q_i : la charge variable d'accompagnement
- Ψ_{0i} : $0.3 \div 0.6$

- Combinaison accidentelle :

On considère : $S = G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11}.Q_1 + \sum \Psi_{0i}.Q_i$

Avec : - F_A : valeur nominale de l'action accidentelle

- $\Psi_{11}.Q_1$: la charge variable de base (exploitation)
- $\Psi_{0i}.Q_i$: la valeur quasi permanente d'une autre action variable
- Ψ_{11} : $0.5 \div 0.7$
- Ψ_{0i} : $0.3 \div 0.6$

B/- Etats limites de service :

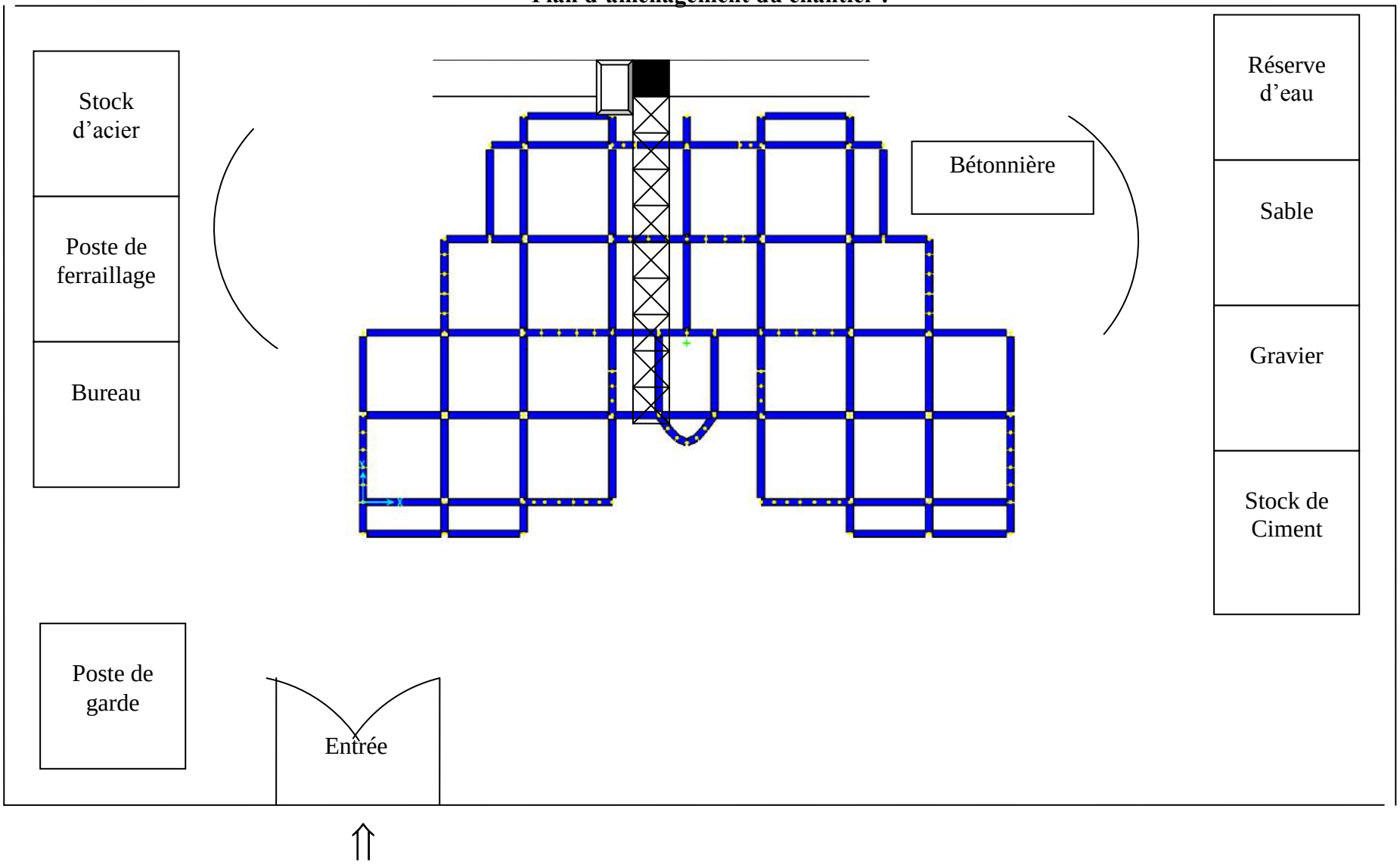
Ceux qu'au –delà desquels les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites, on est donc amené à considérer :

- Une limite pour l'ouverture des fissures
- Une limite pour les déformations des éléments d'une construction

- Combinaison fondamentale :

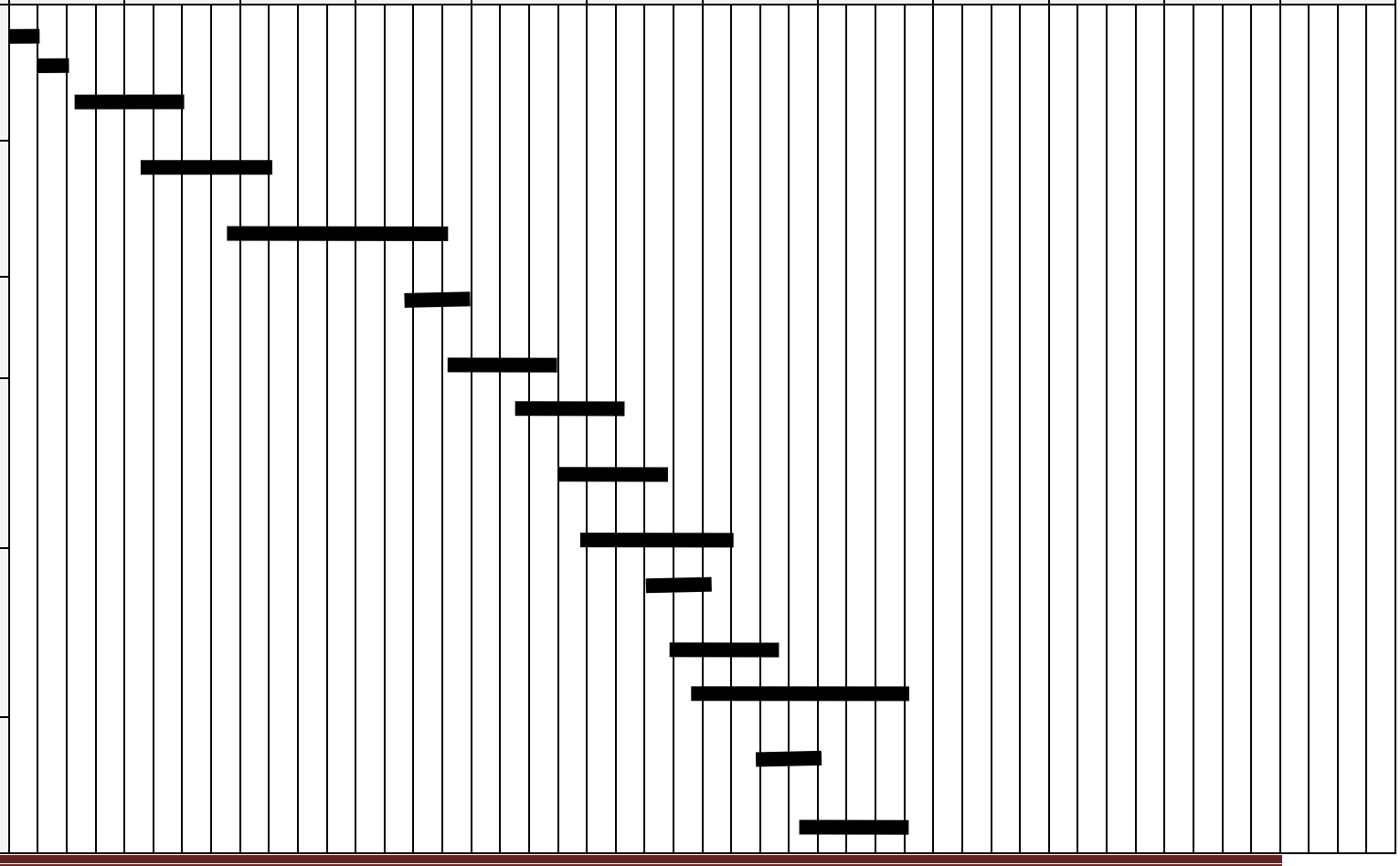
$$S = G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i}.Q_i$$

Plan d'aménagement du chantier :



Projet : 24 logements
Objet : PLANNING DES AVENCEMENTS TRAVAUX.
Délais : 11Mois.

Moyens Humains et Matériel	Mois / Travaux	Trimestre 1			Trimestre 2			Trimestre 3			Trimestre 4		
		Mois 1	Mois 2	Mois 3	Mois 1	Mois 2	Mois 3	Mois 1	Mois 2	Mois 3	Mois 1	Mois 2	Mois 3
Terrassement	1) En grand masse 2) Coulage gros béton 3) Fer+cof+col semelle filante												
Infrastructure	1) Fer+cof+col Voiles+poteaux 2)) Fer+cof+col Du plancher												
RDC	1) Fer+cof+col Voiles+poteaux 2) enduit et maçonnerie												
1er étage	1) Fer+cof+col Voiles+poteaux 2) Fer+cof+col Du plancher 3) enduit et maçonnerie												
2eme étage	1) Fer+cof+col Voiles+poteaux 2) Fer+cof+col Du plancher 3) enduit et maçonnerie												
3eme étage	1) Fer+cof+col Voiles+poteaux 2) Fer+cof+col Du plancher												



	3) enduit et maçonnerie	
4eme étage	1) Fer+cof+col Voiles+poteaux 2) Fer+cof+col Du plancher 3) enduit et maçonnerie	
5eme étage	1) Fer+cof+col Voiles+poteaux 2) Fer+cof+col Du plancher 3) enduit et maçonnerie	
	Menuiserie	
	Plomberie	
	Electricité, eau et gaz	
	Faillance	
	Carlage	
	Peinture intérieure	
	Vetrerie	
	Enduit extérieure + peinture	
Etanchéité		

II-Evaluation des charges et surcharges

II-1 Définition des charges et surcharges :

II-1-1 Charges permanentes :

A/-Plancher terrasse :

ELEMENT	EPAISSEUR (CM)	POIDS VOLUMIQUE (KN/M^3)	POIDS SURFACIQUE (KN/M^2)
Protection gravillon	5	18	0.9
Etanchéité multicouche	2	6	0.12
Forme en pente (2%)	10	22	2.2
Film polyane	/	/	0.10
Isolation thermique	4	4	0.16
Plancher (16+4)	/	/	2.80
Enduit en plâtre	2	10	0.20
			G_T = 6.48

B/- Plancher courant :

ELEMENT	EPAISSEUR (CM)	POIDS VOLUMIQUE (KN/M^3)	POIDS SURFACIQUE (KN/M^2)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	3	18	0.54
Sable sec	2	17	0.34
Cloison	/	/	1.00
Plancher (16+4)	/	/	2.80
Enduit en plâtre	2	10	0.20
			G_e = 5.32

Murs extérieurs:

ELEMENT	EPAISSEUR (CM)	POIDS VOLUMIQUE (KN/M^3)	POIDS SURFACIQUE (KN/M^2)
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Brique creuse	15	9	1.35
Vide	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit de ciment	2	18	0.36
			G_M =2.81 KN/m

II-1-2 Charges d'exploitation :

Elément	**Surcharge (kN/m^2)**
Plancher terrasse	1.00
Plancher courant	1.50
acrotère	1.00
Escalier	2.50
Balcon	3.50

Note : **Les valeurs mentionnées si dessus sont obtenues a partir du document technique réglementaire (DTR).**

II^{ème} Partie

Organisation et conduite de travaux de réalisation

I) Notions sur le marché :

Généralités :

L'entreprise est une entité économique qui s'occupe de la mise en exécution des projets. L'entreprise moderne se distingue par la recherche systématique de la rentabilité interne telle que :

Fonctions technique, financières, commerciales et administratives.

Différents opérateurs dans un projet BTP :

Maître d'ouvrage :

Le maître d'ouvrage est un promoteur qui est la personne physique ou morale.

Il passe généralement deux contrats : un avec le maître d'œuvre (bureau d'étude) pour la mise au point du projet, et un avec l'entreprise pour la réalisation.

Maître d'œuvre :

Il est le représentant technique et artistique du maître d'ouvrage, il assure les taches suivantes :

- Assure les appels d'offre.
- Dirige et surveille l'exécution des travaux au niveau du chantier.
- Coordonne et contrôle l'exécution des travaux.
- Donne les ordres de services pour les entreprises sélectionnées.
- Contrôle et approuve les attachements et les situations de travaux pour paiement par le maître d'ouvrage.
- Procède à la réception partielle ou totale des travaux.

Alors :

L'entreprise est un industriel chargé après contrats d'exécuter les travaux, en fournissant les matériaux et la main d'œuvre, il exerce indépendant, il vent son produit à un prix convenu d'avance (prix de la soumission).

I) Notions sur le marché de travaux :

Marché :

C'est un contrat conclu entre le maître de l'ouvrage et l'entreprise, dans ce contrat l'entreprise s'engage a exécuter les travaux de constructions d'aménagement de grosses répartitions moyens un prix fixe par les deux.

Ces travaux seront exécutés conformément au cahier des charges fixe parle maître de l'ouvrage.

1) **les pièces contractuelles de marché :**

Se sont les différentiels documents qui constituants le marché.

- La déclaration.
- La soumission
- Cahier des charges.
- Devis descriptif.
- Devis quantitatifs.
- Bordereau des prix unitaires.

2) **mode de règlement financier :**

On distingue deux catégories de marché :

- Marché prix forfaitaire (notre cas)
- Marché à prix actualisable et révisable.

Le règlement des travaux est effectif par application des prix unitaires aux quantités réellement exécutées.

3) mode de passation de marché :

Les entreprises sont désignes suivant les cas les plus vites :

- Appel d'offre (notre cas)
- Gré a gré
- Consultation restreinte.

Appel d'offre :

C'est une procédure qui permet à l'appel à la concurrence entre les bureaux d'études. Chaque bureau d'étude soumissionnaire en proposant des prix et faire une esquisse ou un dossier de construction.

La commission étudie la nature de chaque dossier par une ouverture des plies avec différents cadres d'états ; l'étude doit être confirmer à leur programme choix de bureau d'étude (maître d'œuvre).

Le maître d'œuvre lance un appel d'offre pour les entreprises ; après la soumission proposition des prix de chaque entreprise réalisatrice, et papiers administratifs a fournir l'ouverture des plies effectues avec l'assistance de maître d'ouvrage propose conformément de leur programme.

L'établissement de marché :

Il se compose de : C P S (cahier des prescriptions spéciales)

- Devis descriptif.
- Bordereau des prix unitaires.
- Devis quantitatif.

Il sera soumis comite du marché pour approbation, une fois le marché est approuver on établis l'ordre de service de commencement des travaux, ces travaux seront suivis dés le début jusqu'à la réception définitive.

Notre bâtiment est situé à ALGER à l'ordre de la réalisation du projet de 300 logements type R+5 à la location vente.

Marché : le marché est passé après avis d'appel d'offre ouvert national conformément aux dispositions en vigueur du décret présidentiel du 07 octobre 2010 portant code des marchés publics modifié et complété.

Quelques clauses du marché :

Indication générale et description des ouvrages :

Objet de marché :

Le présent marché a pour objet : la réalisation d'une construction d'habitation type R+5 implantée a la wilaya d'ALGER

L'entrepreneur après avoir prés connaissances du cahier des charge du projet et autre pièces y afférentes et s'être rendu compte la situation du lieu se soumet et s'engage à exécuter les études et travaux conformément aux normes en vigueur et aux règles de la profession, moyennant les prix établi par lui pour chaque unité d'ouvrage responsabilité, la nature et la difficulté des prestation à entreprendre.

Consistance des études et des travaux :

Les présentations objets du présent marché portent sur :

LOT N°01 : Terrassements.
LOT N°02 : Gros oeuvre et assainissement intérieur.
LOT N°03 : Maçonnerie.
LOT N°04 : Etanchéité.
LOT N°05 : Revêtements.
LOT N°06 : Menuiserie en bois.
LOT N°07 : Menuiserie métallique.
LOT N°08 : Menuiserie en aluminium.

LOT N°09 : Electricité.
LOT N°10 : Plomberie sanitaire.
LOT N°11 : Peinture et vitrerie.

Leur nature et leur importance sont décrites dans les pièces contractuelles.

Implantation des ouvrages :

Dans les jours qui suivront la notification de l'ordre de service à commencer les travaux, l'entrepreneur procédera à ses frais, à l'implantation des ouvrages.

Cette implantation devra être réceptionnée par le maître de l'ouvrage.

Cette réception fera l'objet d'un procès verbal contresigné par les deux parties.

Cet acte ne peut en aucun dégager la responsabilité de l'entrepreneur quelque soient les insuffisances omissions ou erreurs qui pourrant être décelées ultérieurement.

Protection de l'environnement :

Au fur et à mesure de l'avancement des travaux, l'entrepreneur doit procéder à ses frais au dégagement, au nettoiement et à l mise en état des emplacement mis à sa disposition par le maître de l'ouvrage pour l'exécution des travaux, ces opérations sont étendues aux environs immédiats du chantier sous clôture.

Il conformera pour ce dégagement, ce nettoiement et cette mise en état des emplacements aux requis a cet effet.

A défaut d'exécution de tous au partie de ces opération, dans les conditions prescrites, les matériels, installation, matériaux décombres et déchets non enlevés peuvent après mise en demeure par le maître de l'ouvrage et à l'exploitation d'un délai de trente jours après cette mise en demeure, être transportés d'office suivant leur nature, soit en dépôt, soit à la décharge publique, aux frais risques et périls de l'entrepreneur ou vendus aux en chers conformément à la réglementation en vigueur.

Objets trouvés dans les fouilles :

Le maître de l'ouvrage se réserve la propriété des matériaux qui se trouvent dans les fouilles et les démolitions faites dans les terrains lui appartenant, sauf indemniser l'entrepreneur de ces soins particuliers.

Il se réserve également les objets de toute nature et en particulier les d'art qui pourrait s'y trouver indemnité à qui de droit leur découverte doit être immédiatement signalées par l'entrepreneur au maître de l'ouvrage.

L'entrepreneur est tendu d'informer son personnel du droit que se réserve le maître de l'ouvrage à cet effet.

II) Organisation du chantier, qualité de l'ouvrage et matériaux :

Délais d'exécution :

Le délai d'exécution des travaux définis au présent marché est de : 11 mois.

Ce délai court à partir de l'ordre de service.

Planning général d'exécution des travaux :

Après approbation du marché, un planning prévisionnel d'exécution des travaux devra être établi et proposé par l'entreprise dans un délais de 15 jours, à dater de la notification du présent marché, en faisant ressortir ses moyens humains par catégorie professionnelles, ses moyens matériels, ainsi que la qualité des matériaux nécessaires à l'approvisionnement constant du chantier.

Ce calendrier tiendra compte des délais d'achèvement fixés par le cahier des prescriptions spéciales ainsi que du délai global d'exécution des travaux et comportera tous renseignement et justifications utiles.

Respect du planning :
L'entreprise assurera le respect du calendrier général d'exécution des travaux.
L'entrepreneur tiendra à jour, au bureau du chantier, le planning général d'exécution des travaux et le planning correspond des travaux exécutés au fur et a mesure de leur exécution.

Pénalités de retard :
En cas de retard sur le délai d'exécution, l'entreprise subira une pénalité journalière calculée de la manière suivante :

$$P=\frac{M}{7\times D}$$

Avec : P : Pénalité journalière.
M : Montant du marché.
D : Délais contractuels exprimés en jours ouvrables et non ouvrables.

Le montant total des pénalités sera limité à 10% du montant initial du marché.

Ordre de service :
L'ordre de service prescrivant le commencement des travaux est obligatoirement écrit et signé par le maître de l'ouvrage. Il est daté, numéroté et enregistré.

Rôle de l'entrepreneur :
L'entrepreneur est responsable de la totalité de ses travaux.
Il lui appartient d'assurer la coordination des fournisseurs et sous traitants dont il s'est assuré le concours dans le cadre de ses travaux, ainsi que leur intervention en temps utile et la bonne exécution des ordres données par le maître d'œuvre.

Il ne pourra se prévaloir, pour éluder les obligations de son marché, des sujétions qui lui seront occasionnées par des travaux que le maître de l'ouvrage pourrait faire exécuter par d'autres entreprises, sous réserve que les dits travaux ne constituent pas un obstacle réel et direct au marché de son chantier.

Il soumettra à l'agrément du maître d'œuvre et du maître d'ouvrage, avant la signature du marché, la liste des fournisseurs et des sous traitants qu'il a choisis dans le cadre de ses travaux. En cas de défaillance de l'un d'eux, il présentera immédiatement à l'agrément du maître de l'ouvrage un remplaçant de façon à ce que les travaux ne souffrent d'aucun retard.

Installations du chantier :
Il s'agit de repérer les lieux pour recevoir le personnel, le baraquement, les bureaux, et de recevoir le matériel d'utilisation (camions, grues, ….etc) ; et les matériaux de construction (ciment, sable, gravier,…etc).
Il est important de prévoir les aires de circulation pour que personnel et les engins puissent circuler en toute sécurité.
La mauvaise installation d'un chantier conduit aux désordres et accroît le risque d'accidents de travail.

Quel que soit l'importance du chantier, il est nécessaire d'en prévoir l'installation et l'organisation une installation permet, dans un large mesure,de respecter les délais imposée, d'éviter le gaspillage de main d'œuvre, de matériaux et de matériels et de faciliter une exécution. Cette organisation devra être préparée à l'avance au bureau d'étude, pour les chantiers importants ou sur place, mais suffisamment tôt, pour les petits chantiers.
Les discutions les échanges de vues ente la direction du chantier et les praticiens, conducteurs de travaux, contremaître, etc.….seront toujours profitables à l'établissements d'une installation de chantier.
Les installations de chantier comprennent toutes les constructions auxiliaires et les machines nécessaires à l'exécution d'un ouvrage.
On y trouve, par exemple :

-les voies d'accès et les chemins.
-les clôtures et les signalisations.
-les baraques et les ateliers.
-les installations et parcs de stockage.
-les installations nécessaires à la fabrication du béton.
-les installations utiles au transport et au levage sur le chantier.
-les raccordements aux services publics, eau, électricité, eaux usées, téléphone.
-les échafaudages.
-les éléments de coffrage métallique, etc.

D'autre part, on peut également considérer comme entrant dans les installations de chantier, le parc des engins mobiles utilisés pour la construction, soit :

Les camions, les dumpers, les rouleaux compresseurs, les pelles mécanique, etc.

Présence de l'entrepreneur, direction et encadrement du chantier :

Les rendez-vous de chantier hebdomadaires seront fixés par le maître d'œuvre.

L'entrepreneur sera tenu d'y assister personnellement ou de se faire représenter par un agent compétent et autorisé à prendre toutes décisions au nom de l'entreprise, et agréé par maître de l'ouvrage.

L'absence de l'entrepreneur ou son remplaçant par un représentant insuffisamment qualifie, à quelque titre que se soit, entraînera la responsabilité de l'entrepreneur défaillant.

Pendant la durée des travaux, l'entrepreneur sera représenté en permanence sur le chantier par un responsable qualifié pour surveiller les travaux, pour recevoir les ordres ou instructions du maître d'œuvre et diriger son personnel.

La direction du chantier devra être effectivement assurée sans interruption.

Si la qualification du responsable n'apparaît pas suffisant, le maître d'œuvre pourrait en demander le remplacement ou l'assistance jugée nécessaire. En application de l'article 10 du C.C.A.G, l'entrepreneur absent devra être dûment représenté sur le chantier par un mandataire capable de le suppléer de manière qu'aucune opération ne puise être retardée ou suspendue.

Par représentent, il faut entendre un agent muni de pouvoir suffisant pour l'acceptation des attachements et ordres de service, pour agir aux lieux et place de l'entrepreneur dans toutes les circonstances relatives à l'exécution du contrat.

Obligations de l'entrepreneur :

1- l'entrepreneur sera tenu de provoquer lui-même les instruction écrites ou figurées qui pourraient lui manquer ; dans ces conditions il ne pourra jamais se prévaloir du manque de renseignements pour justifier une exécution contraire à la volonté du maître d'œuvre.

2-l'entrepreneur fera son affaire de tous les frais et diligences nécessaires à la bonne exécution des travaux faisant l'objet du présent marché, le maître de l'ouvrage étant seulement tenu de mettre à sa disposition le terrain sur lequel les bâtiments doivent être édifiés et obtenir le permis de construire.

3-Pour l'exécution des travaux, l'entrepreneur sera tenu de suivre exactement les indications des plans d'exécution de chaque corps d'état approuvés par le maître de l'ouvrage et dont il reconnaît avoir reçu deux jeux complets gratuitement.

Au cas où ces documents seraient insuffisamment détaillés, l'entrepreneur devra demander ou, s'il en est requis, dresser lui-même puis faire approuver par le maître de l'ouvrage les dessins de détails nécessaires.

L'entrepreneur devra se conformer aux modifications qui pourraient être apportées en cours d'exécution par le maître de l'ouvrage aux dessins d'exécution.

4-L'entrepreneur assurera la protection des matériaux, installation, outillage et ouvrage contre les dégradations qu'ils pourraient subir du fait des intempéries.

Il devra réparer les dommages provenant du défaut de précaution, remettre en état et remplacer à ces frais les constructions qui auraient été endommagées quelle que soit la cause du dégât et sauf son recours éventuel contre le tiers responsable, le maître de l'ouvrage restant en toute hypothèse étranger à toute contestation ou répartition des dépenses de ce chef.

5-L'entrepreneur assurera sous sa responsabilité personnelle la bonne tenue, l'organisation, l'hygiène, la surveillance et la sécurité du chantier, de ses abords et de la voie publique, conformément aux lois et règlement en vigueur dont il ne saurait plaider l'ignorance et ce conformément au cahier des charges générales et aux usages des professions du bâtiment, de telle sorte que le maître de l'ouvrage ne soit jamais inquiété ni poursuivi à ce sujet.

6-Il est précisé que, parmi les dépenses incluses dans les prix, figurent les frais de branchements du chantier aux réseaux d'eau, d'électricité, de téléphone,…

Et les consommations correspondantes pendant toute la durée des travaux.

Contrôle technique des travaux :

L'entrepreneur sera soumis au contrôle technique de C.T.C pour l'ensemble des travaux de son marché.

Pendant toute la durée des travaux, les agents de contrôle auront libre accès au chantier et pourront prélever aussi souvent que nécessaire pour examen et analyse, les échantillons de matériaux mise en œuvre.

Ils vérifieront que les ouvrages seront réalisés conformément aux plans revêtus de leur visa et suivant les normes techniques.

Ils assisteront aux réceptions provisoire et définitive.

L'entrepreneur sera tenu de fournir à ces frais la main d'œuvre et le matériel nécessaire aux essais prévus par le cahier des prescriptions techniques.

Fourniture des matériaux et produits fabriqués :

Toute les fournitures de matériaux, produits fabriqués appareillage et équipement destinés à être incorporés aux ouvrages incombent à l'entreprise.

Ces derniers devront d'une manière générale, satisfaire aux conditions fixées par les normes déterminées en DTR et DTU en vigueur.

L'entrepreneur devra, avant leur utilisation obtenir l'autorisation expresse du maître de l'ouvrage qui statuera au vu des documents techniques, justificatifs présentés à l'appui et éventuellement après les essais.

Origines des matériaux et produits fabriqués :

Les matériaux et produits fabriqués nécessaires à l'exécution des travaux ou fournitures devront obligatoirement provenir de l'industrie algérienne, chaque fois que elle-ci sera en mesure d'y satisfaire dans les conditions techniques fixées au marchés, quelles que soient les prévisions faites par le titulaire du marché au moment de l'établissement de la proposition.

Des dégradations ne pourront être accordés que si le titulaire du marché apporte la preuve que l'industrie algérienne n'est pas en mesure de fournir les dits produits dans les délais normaux, après qu'il aura passé lui-même les commandes en temps opportun .

Tout vice caché entraînant des dégradations ultérieures pendant la durée du chantier entraînera la démolition de l'ouvrage considéré et sera à la charge entière de l'entrepreneur.

L'entreprise ne pourra être payée en aucune manière de ce fait, et ne pourra être prétendre à aucune révision des prix sur la partie considérée jusqu'à la fin du chantier.

Mesure d'ordre et de sécurité :

L'entrepreneur devra obtenir préalablement à tout commencement d'exécution, les autorisations administratives nécessaires qui devront être produites en temps voulu. Leur conservation incombe à l'entrepreneur.

Il devra prendre toutes mesures d'ordre, de sécurité et de précautions propres à prévenir les dommages et accidents tant sur le chantier que sur les propriétés avoisinantes et sur la voie publique.
En résumé, L'entrepreneur restera responsable des accidents résultants de l'exécution des travaux dont la réparation des dommages causés restera à sa charge.

Réception provisoire :

La réception provisoire a pour le but de contrôle et la conformité des travaux avec l'ensemble des obligations du marché et en particulier, les spécifications techniques. La réception sera prononcée dés l'achèvement des prestations pour l'ensemble des travaux.

Réception définitive :

La réception définitive sera prononcée un an après la date de la réception provisoire. Si l'entrepreneur ne remédie pas aux malfaçons dans les délais, la réception définitive ne sera prononcée qu'après la réalisation parfaite des travaux.

Délai de garantie :

Le délai de garantie est fixé à 12 mois pour autant que l'entrepreneur n'ait pas failli à toutes ses obligations contractuelles.

Assurance responsabilité décennale :

L'entrepreneur répond solidairement avec le maître d'œuvre pendant dix ans de la destruction totale ou partielle des travaux de construction des ouvrages.
Cette garantie s'étend aux défauts qui existent dans les constructions et ouvrages et qui menacent la solidité et la sécurité de l'ouvrage.

III- Prédimensionnement des éléments Structuraux

III-1 Pré dimensionnement des poutres :

Le Prédimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L 91 modifié 99, selon la condition de la flèche et on vérifie selon les conditions du règlement R.P.A.99 v.2003.

nO prend le type de plancher le plus chargé (plancher terrasse).

On a deux types de poutres:

- 1er type : poutres porteuses (PP) ou poutres principales.
- 2eme types : poutres non porteuses (PNP) ou poutres secondaires.

Détermination de la hauteur h :

La hauteur de la poutre est donné par la formule suivante : h = L/m

L : la porté de la poutre (entre nus).

m : coefficient qui dépend de la charge sur la poutre, donné selon le tableau ci-dessous.

Type de charge	**Lourde**	**Moyenne**	**légère**
Charge (KN/ml)	Pu > 45	15<Pu<45	Pu<15
M	10 ÷12	12 ÷15	15 ÷ 20

1er type : poutre principale (porteuses) :

la poutre est un élément porteur en béton armé, elle transmet les charges aux poteaux .

On prend la poutre la plus chargée, et on calcule le chargement P

On estime une section de (30x35) cm^2

$$G = g_0 + g$$

Avec :

g_0 : poids propre de la poutre (30x35) Cm^2

g : la charge du plancher revenant à la poutr

$g_0 = (0,30 \times 0,35) \times 25 = 2,625$ KN/ml

g = 6,48.(1,85+1,55) = 22,03 KN/ml

G = g_0 +g = 24,657 KN/ml

Q = 1.(1,85+1,55) = 3,4 KN/ml

P_u = 1,35G +1,5Q = 38,38 KN/ml

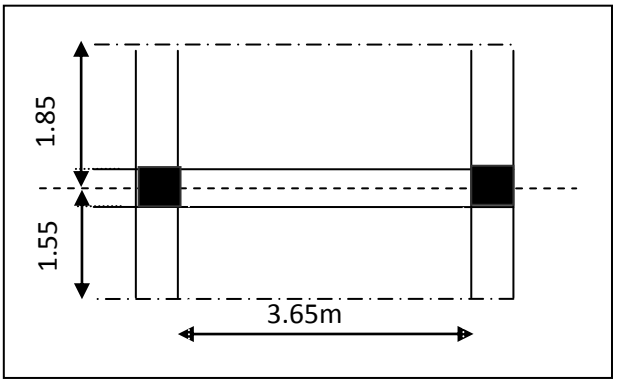


Figure III-1 : surface afférente prise par la PP

cnoD:

15kN/ml < Pu = 38,38 KN/ml < 45kN/ml $\Rightarrow$ charge moyenne, d'après le tableau on prend :

m = 12 ÷15

L = 3,65 m

L/m ≤ h ≤ L/m

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{12}$$

$$24,33cm \leq h \leq 30,41cm$$

On prend : h = 35cm.

La largeur « b » et comprise entre 0,3h et 0,7h $\quad 10,5cm \leq b \leq 24,5cm$

On prend : b = 30 cm.

-Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :

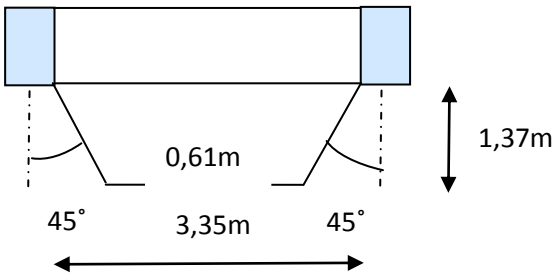
b ≥ 20 cm (c.v).

h ≥ 30 cm (c.v).

h / b=1,16 < 4 cm (c.v)

Selon le règlement R.P.A.99 v.2003, on prend la section de poutre principale **(30x35)cm^2**.

2eme type : poutre non porteuse :



Calcul de P:

P = 1,35G + 1,5Q

P= 1.35 (g_0 +g) + 1.5 Q_m

g_0 : poids propre de la poutre

g_0 = (0,3×0,35).25 = 2,625 KN/ml

g : la charge du plancher revenant à la poutre

g = (5,32×2,71/3,35)

g = 4,30 KN/ml

Q_m: poids du mur extérieur

Q_m= (2,86×2,81) = 8,03 KN/m

P = 1,35(4.30 + 2.625) + 1,5 (8.03) = 21,40 KN/ml

15kN/ml < Pu = 21,40 KN/ml < 45kN/ml $\Rightarrow$ charge moyenne, d'après le tableau on prend :

m = 12 ÷15

L = 3,35 m

L/m ≤ h ≤ L/m

$$\frac{335}{12} \le h \le \frac{335}{15} \Rightarrow 22{,}33 \le h \le 27{,}91cm$$

On prend h=35cm

0,3h ≤ b ≤ 0,7h → b=30cm

Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :

b ≥ 20 cm (c.v).

h ≥ 30 cm (c.v).

h / b=1,16 < 4 cm (c.v)

Selon le règlement R.P.A.99, on prend la section de la poutre secondaire **(30x35)cm^2**.

III-2 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments élancés servant à :

- supporter les charges verticales.
- Transmettre les charges du plancher aux fondations
- Participer à la stabilité du bâtiment

Pour le dimensionnement, on prend le poteau le plus sollicité qui est dans notre cas d'axes (C et 3)

On suppose que tous les poteaux sont de section (35x35) cm^2.

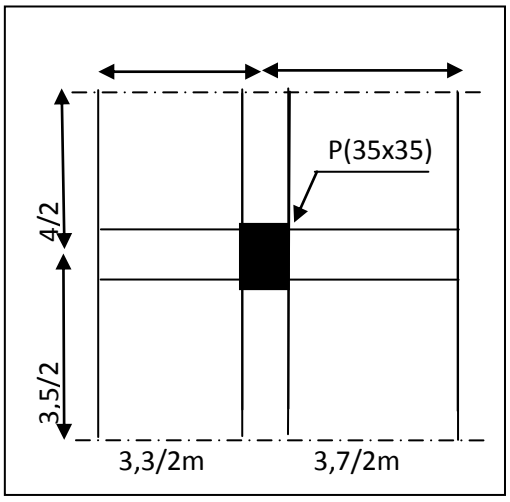


Figure III-2 : surface afférente prise par le

Le Pré dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L91 modifié 99, selon la Condition de stabilité de forme et la vérification s'effectue selon les règles R.P.A.99 v.2003.

- min (b_1 ; h_1) ≥ 30 cm.
- min (b_1 ; h_1) ≥ h_e / 20
- 1 / 4 ≤ b_1 / h_1 ≤ 4

A/- charge permanente :

La surface du plancher revenant au poteau supposé de section

(35x35) cm^2

Surface afférente = $\left(\frac{3,3+3,7}{2}-0,3\right)\left(\frac{4+3,5}{2}-0,3\right)=11.04\,m^2$

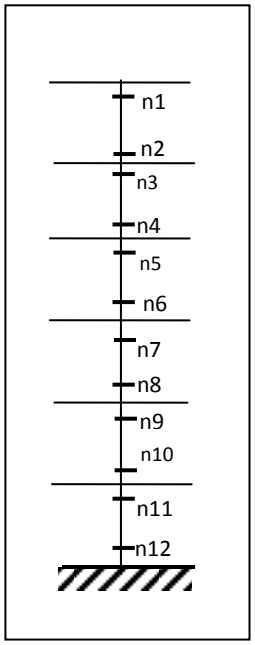


Figure III-3 : schémas représentatif des

Niveau 1 :

- plancher terrasse 6,48 × 11,04 = 71,54 KN.

- poutre porteuse 0,30 × 0,35 × 3,65 × 25 = 9,58 KN.

- poutre non porteuse 0,30 × 0,35 × 3,35 × 25 = 8,79KN.

$\sum n1 =$ 89,91 KN

Niveau 2:

Venant de n1 = 89,91 KN

- poids propre du poteau 0,35 × 0,35 × (3.06-0,35) × 25 = 8,3 KN

$\sum n2 =$ 98,21 KN

Niveau 3:

-Venant de n2 =98,21 KN

-Plancher courant 5,32 x 11,04 = 58,73 KN

-Poutre porteuse = 9,58 KN

-Poutre non porteuse = 8,79 KN

$\sum n3 =$ 175,31 KN

Niveau 4 :

- venant de n3 =175,31 KN

- poids propre du poteau = 8,3 KN

$\sum n4 = 183,61$ KN

Niveau 5:

-Venant de n4 = 183,61 KN

-Plancher courant = 58,73KN

-Poutre porteuse = 9,58 KN

-Poutre non porteuse = 8,79KN

$\sum n5 = 260,71$ KN

Niveau 6 :

- venant de n5 = 260,71 KN

- poids propre du poteau = 8,3 KN

$\sum n6 = 269,01$ KN

Niveau 7 :

-Venant de n6 = 269,01 KN

-Plancher courant = 58,73 KN

-Poutre porteuse = 9,58 KN

-Poutre non porteuse = 8,79 KN

$\sum n7 = 346,11$ KN

Niveau 8 :

- venant de n7 = 346,11 KN

- poids propre du poteau = 8,3 KN

$\sum n8 = 354,41$ KN

Niveau 9:

-Venant de n8 = 354,41 KN

-Plancher courant = 58,73 KN

-Poutre porteuse = 9,58 KN

-Poutre non porteuse = 8,79KN

$\sum n9 = 431,51$ KN

Niveau 10:

- venant de n9 = 431,51 KN

- poids propre du poteau = 8,3 KN

$\sum n10 = 439,81$ KN

Niveau 11:

-Venant de n10 =439,81 KN

-Plancher courant = 58,73 KN

-Poutre porteuse = 9,58 KN

-Poutre non porteuse = 8,79 KN

$\sum n11 = 516,91$ KN

Niveau 12:

- venant de n11 =516,91 KN

- poids propre du poteau = 8,3 KN

$\sum n12 = 525,21$ KN

B/-charges d'exploitations et la vérification des sections :

B.1- Loi de dégression des surcharges :

Dans les bâtiments à étages, à usages d'habitation, et pour calculer l'ossature (poteaux, murs fondations) on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquant pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suit la surcharge $\sum_n$ sur les éléments porteurs du niveau n, en fonction des surcharges S_i appliquées sur les différentes niveaux. Donc pour évaluer les surcharges nous allons procéder à la loi de dégression en minorant cette surcharge de 10% jusqu'à 50%.

$\Sigma_0 = S_0$

$\Sigma_1 = S_0 + S_1$

$\Sigma_2 = S_0 + 0.95.(S_1 + S_2)$

$\Sigma_3 = S_0 + 0.90.(S_1 + S_2 + S_3)$

$\Sigma_4 = S_0 + 0.85.(S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$

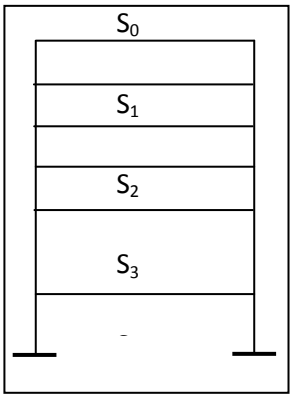


Figure III-4 : schéma représentatif de la dégression

$$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2.n}\sum_{i=1}^{i=n} S_i \qquad \Rightarrow \text{pour} \quad n \geq 5$$

Pour des charges des étages courants identiques en a :

$$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2.}S \qquad \Rightarrow \text{pour} \quad n \geq 5$$

Niveau plancher terrasse :

La surface afférente = ((3,7+3,3)/2) ((3,5+4)/2) = 13,125 m²

$Q_t = S_0 =$ 1. (13,125) = 13,125 KN.

Niveau plancher courant :

La surface afférente = ((3,7+3,3)/2) ((4+3,5)/2) – (0,35 . 0,35)= 13,0025m² ≈ 13 m²

$Q_{éc} = S = 1,5$ (13) = 19,5 KN.

n = 6

$Q= \Sigma_n =$ 13,125 + ((3+6)/2) . 19,5 = 100,875 KN.

Majoration de 15% de G

G = 525,21+ 0.15 x 525,21 = 603,991 KN

N_u= 1,35 G+ 1,5 Q

N_u = 1,35 (603,991) + 1,5 (100,875) = 1,35 (603,991) +1,5 (100,875) =966,701**kN**.

A/-Vérification de la section à l'ELUR:

A = b x h ≥ Nu / σ_b avec: $\sigma_b = \frac{0.85\times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85\times 20}{1,5} = 11,33MPa$

A_{limite} = Nu / σ_b = 966,701 x 10 / 11,33 = 853,22 cm²

Aire de la section (35 x 35) = 1225cm² > A_{limite} = 853,22 cm² **C.V**

B/-Vérification de la section à la stabilité de forme :

$$N_u \le \alpha\left[\frac{B_r.f_{c28}}{0.9\gamma_b.\theta}+\frac{A_{min}.fe}{\gamma_s}\right]$$

$$A \ge A_{min} = \max\left(\frac{0,2\cdot b\cdot h}{100}, \frac{8(b+h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2\cdot 35.35}{100}, \frac{8(35+35)}{100}\right)$$

$$A \ge A_{min} = \max(2,45; 5,6) = 5,6cm^2$$

Br = (b – 2) (h – 2) = (35 -2) (35 – 2) = 1089 cm^2

l_0 =2.71m , l_f = 0.7 x l_0 = 1,897 m (l_f : longueur de flambement)

$\lambda = \frac{lf}{i}$ Avec : i =h/3,464 (i:rayon de giration)

$\lambda = \frac{3,464\times 1,897}{0,35}$ =18,71

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0{,}804$$

$$N_u \leq \alpha\left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b.} + \frac{A_{min} \cdot fe}{\gamma_s}\right] = 0{,}804 \left[\frac{1089.20}{1{,}35} + \frac{5{,}6.400}{1{,}15}\right]. 10^{-1} = 1453{,}72 \text{ KN}$$

$N_u = 966{,}701$ KN < 1453,72 KN **C.V**

C/-Vérification selon R.P.A.99 v.2003 :

min (b_1 ; h_1) ≥ 30 cm **C.V**

min (b_1 ; h_1) ≥ h_e / 20 **C.V**

1/4 ≤ b_i/h_i ≤ 4 **C.V**

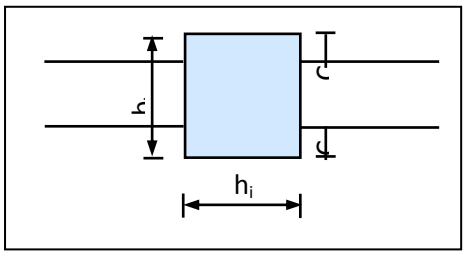


Figure III-5 : dimensions à respecter par les poteaux dégression

III-3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontaux dues au vent et au séisme.

D'après RPA 99 v.2003, ne sont considérés comme des voiles des contreventements que les voiles satisfaisant à la condition :

$$L \geq 4a$$

Avec : L : Longueur du voile

a : l'épaisseur du voile ; sachant que a_{min} est de 15cm,

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

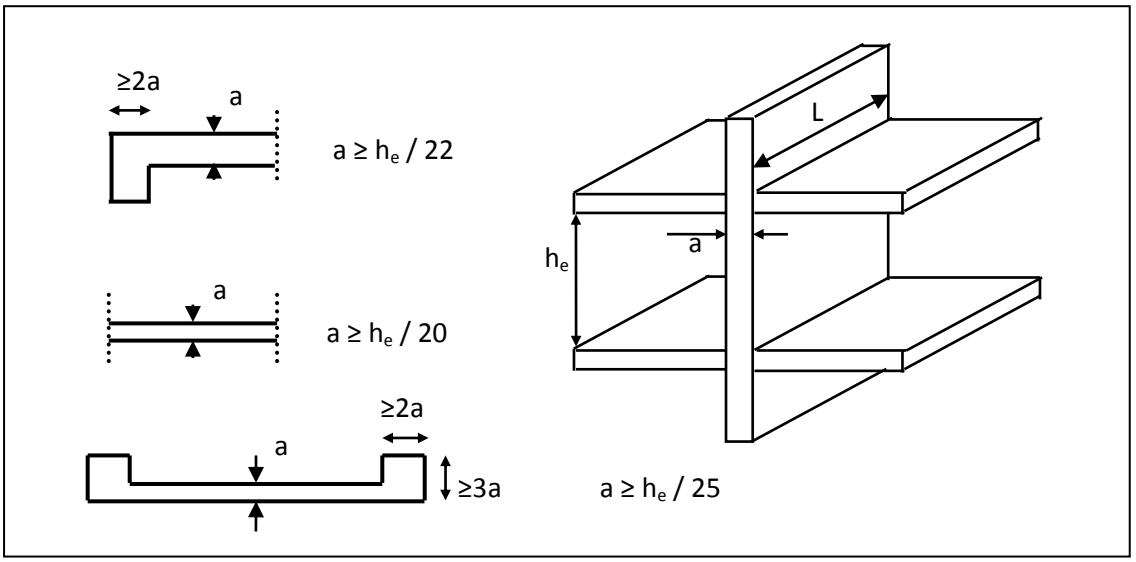


Figure III-6 : coupes des voiles en plan et en élévation

	he (cm)	a ≥ he/25	a ≥ he/22	a ≥ he/20	adoptée
RDC	286	11,44	13,00	14,30	15
Etage courant	286	11,44	13,00	14,30	15

Vérification :

L= 405cm ≥ 4x15= 60 cm **C.V**

L = 435cm ≥ 60cm **C.V**

L = 221.5cm ≥ 60 cm **C.V**

L =112.5cm ≥ 60cm **C.V**

Donc on prend une épaisseur e= 15 cm

VI – Etude dynamique

Ce chapitre comporte deux parties essentielles à savoir

- l'étude au vent.
- l'étude au séisme.

1-Etude au vent :

1. Introduction :

Le vent correspond a un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure, il est assimilé a des forces statiques appliquées a la construction dépendant de la région du site , de l'altitude , des dimensions de la structure , du coefficient de majoration dynamique et de l' effet de masque.

Les surcharges climatiques ont un effet très important sur les constructions diverses. De ce fait l'étude de la résistance et la stabilité d'une construction sous ces surcharges est obligatoire.

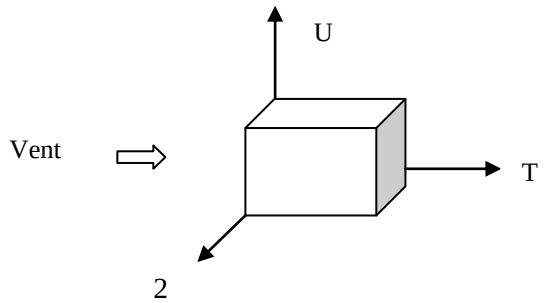
La pression dynamique de base, fonction de la vitesse en (m/s), est mesurés a une hauteur de 10 mètres au dessus du sol d'ou l'on a :

$$q_{10} = \frac{v^2}{16.30} \qquad (\text{Dan/m}^2)$$

Et cela d'après le règlement neige et vent 65

Pour le nord algérien on donne : q_{10} =70 dan/m² (vent normal)

: q_{10} =122,5 dan/m² (vent extrême)



D'après le règlement neige et vent 65 les actions du vent sur les parois sont :

T : la force de traînée parallèle a la direction du vent.

L : la force de dérive perpendiculaire a la direction du vent et qui prend en compte l'action des tourbillons de B.KARMAN.

U : la force de portance suivant une direction descendante.

La force de traînée :

La force de traînée est donnée par la formule suivante :

$$T=\delta.C_T.\beta.q..d$$

Avec :

β **:** Coefficient de majoration dynamique.

q: Pression de vent.

δ **:** Coefficient de réduction qui dépend de dimensions de construction.

C_T **:** Coefficient de traînée qui dépend de la section transversale et son élancement.

d: dimension en plan selon la direction du vent (a,b).

Caractéristiques géométriques de la construction :

La construction est en béton armé.

- La hauteur totale : h = 19,64m.
- La longueur : a = 27,3m.
- La largeur : b = 17 ,8m.

Coefficient de traînée C_T **:**

Dépend de la forme de la section et de son élancement.

$$C_T = C_{T0}.\gamma_0$$

Avec :

C_{T0} : Coefficient global de traînée =1,3.

γ_0 : est un coefficient caractérisé par le rapport $h = \frac{q}{b}$

Donc :

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = 0,72 \quad \Rightarrow \quad 1 \leq \lambda_a \leq 2,5 \quad \gamma_a = 1$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = 1,1 \quad \Rightarrow \quad 1 \leq \lambda_b \leq 2,5 \quad \gamma_b = 1$$

$$\frac{a}{b} = 1,53$$

D'après tous $\gamma_0 = 1$.

D'où : $C_T = C_{T0}.\gamma_0 \quad \Rightarrow C_T = 1,3$

Coefficient β **:**

$$\beta = \theta.(1+\xi.\tau)$$

θ : Coefficient global dépendant du type de la construction.

$\theta = 0,7$ Pour une bâtiment a usage d'habitation et dont la hauteur est inférieure à 30m

ξ : Coefficient de réponse donnée en fonction de la période du mode fondamental d'oscillation à partir des règles NV65.

Pour un bâtiment contreventé par voiles en béton arme on a :

$$T=0,08.\frac{h}{\sqrt{L}}.\sqrt{\frac{h}{h+L}}$$

$$T_a = 0,08.\frac{h}{\sqrt{a}}.\sqrt{\frac{h}{h+a}} = 0,194 \qquad T_b = 0,08.\frac{h}{\sqrt{b}}.\sqrt{\frac{h}{h+b}} = 0,269$$

D'après l'abaque R-III :

$\xi_a (T_a = 0,194) = 0,13$

$\xi_b (T_b = 0,269) = 0,2$

$\tau = 0.36$

$\beta_a = 0.7.(1+0.13x0.36) = 0.733$

$\beta_b = 0.7.(1+0.2x0.36) = 0.7504$

La valeur de $\beta \geq 1$

Donc on prend : $\beta_a = \beta_b = 1$

Coefficient q :

q= $K_S.K_m.K_h.q_{10}$

Avec :

K_S : Coefficient de site =1 (site normal)

K_m : Effet de masque =1 (construction non masquée)

q_{10} : Pression dynamique de base a 10m de haute

$q_{10} = \frac{v^2}{16,3} \Rightarrow q_{10}$=70 dan/m²

$$K_h = 2{,}5.q_{10}.\frac{H+18}{H+60}$$

$$K_h = 1{,}75.\frac{H+18}{H+60}$$

Coefficient de réduction δ :

Il tient compte du niveau considéré et de la plus grande dimension de la surface offerte au vent (figureà1 NV 65)

H=19,64m $\Rightarrow \delta_a$ =0,755

a=27,3m

H=19,64m $\Rightarrow \delta_b$ =0,780

b=17,3m

Coefficient de maître couple d :

C'est la projection orthogonale de la surface considérée

Vent agissant sur la face longitudinale : d_a =a=27,3m

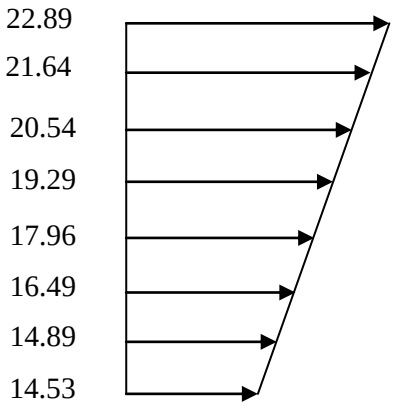
Vent agissant sur la face transversale : $d_b = b = 17{,}8m$

Calcul de la force de traînée :

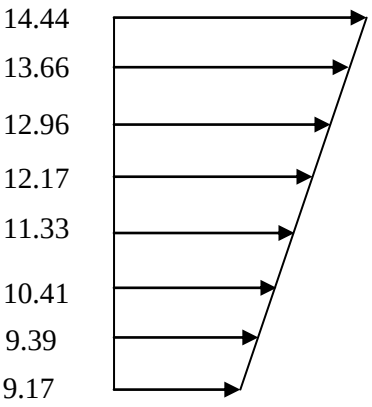
T= $\delta.C_T.\beta.q.d$

Les résultats sont donnés par le tableau ci-après :

NIVEAU	H	C_T	β	$q_h(KN/m^2)$	δ_a	δ_b	d_b	d_a	T_a	T_b
1	0,00	1,3	1	0,525	0,755	0,78	17,8	27,3	14,53	9,17
2	0,68	1,3	1	0,538	0,755	0,78	17,8	27,3	14,89	9,39
3	3,74	1,3	1	0,596	0,755	0,78	17,8	27,3	16,49	10,41
4	6,8	1,3	1	0,649	0,755	0,78	17,8	27,3	17,96	11,33
5	9,86	1,3	1	0,697	0,755	0,78	17,8	27,3	19,29	12,17
6	12,92	1,3	1	0,742	0,755	0,78	17,8	27,3	20,54	12,96
7	15,98	1,3	1	0,782	0,755	0,78	17,8	27,3	21,64	13,66
8	19,04	1,3	1	0,827	0,755	0,78	17,8	27,3	22,89	14,44



Sens longitudinal



Sens transversal

Effort tranchant à la base :

$$V_b = \sum R_i$$

$$V_{bl} = T_a^{\,1}.H_t + \left(\frac{T_a^{\,8} - T_a^{\,1}}{2}\right).H_t = 343{,}1KN$$

$$V_{bT} = T_b{}^1.H_t + \left(\frac{T_b{}^8 - T_b{}^1}{2}\right).H_t = 231{,}05KN$$

Moment a la base :

$M_{bL} = 4459{,}62\text{KN.m}$

$M_{bT} = 3004{,}69\text{KN.m}$

Ces valeurs seront comparées a celles dues au séisme.

La force de dérive :

Cette force tient compte d'action des tourbillons qui provoquent des vibrations dans la structure qui apparaissent que lorsque la vitesse du vent est inférieure à 25 m/s. (d'après BERNARD KARMAN).

La force de dérive est donnée par :

L= $\delta.\beta.C_L q_{er}.d.\frac{H}{h}$

H : hauteur de la construction.

δ =0,78 : coefficient de la construction.

H : cote du niveau considère compte à partir du sol.

C_T : Coefficient de dérive égale a 0,2.

$\beta = \frac{\pi}{\Delta}$: Coefficient de majoration dynamique tenant compte d' amortissement.

q_{er} : Pression dynamique critique.

$T_K = \frac{d}{S.V}$ La période du tourbillon est donnée par (KARMAN).

V : vitesse du tourbillon.

S : nombre de strombe égal a : S =0,25 a 0,3.

On prend : S=0,25.

D : largeur du maître couple.

Le phénomène de résonance est obtenu lorsque $T_K = T$.

A. Sens longitudinal :

$$T_b = 0{,}269 \Rightarrow V = \frac{d}{ST_K} = \frac{17{,}8}{0{,}25.0{,}269} = 264{,}68m/s$$

B. Sens transversal :

$T_a = 0{,}194 \Rightarrow V = \dfrac{d}{S.T_K} = \dfrac{27{,}3}{0{,}25.0{,}194} = 562{,}89 m/s$

La vitesse dans les deux sens est supérieure à 25m/s donc la force de dérive est inutile.

La force de portance :

C'est une action verticale ascendante produisant un effet de soulèvement. La force de portance est donnée par la formule suivante :

U= $C_U.\delta.q_h.S_U$

Avec :

C_U : Coefficient de dimension : $C_U = -(C_e - C_i)$

δ : Coefficient de dimension : 0,78

C_e : Coefficient de surpression externe sur la terrasse.

C_i : Coefficient de surpression interne sur la terrasse $C_i = 0{,}6(1{,}8 - \gamma_0 \times 1{,}3)$.

a) Parois face au vent :

$\alpha = 0$ $C_e = -0{,}5$

$\gamma_0 = 1$ et $C_i = 0{,}3$ $\Rightarrow C_U$ =0,8

b) Parois sous le vent :

$\alpha = 0$ $C_e = -0{,}5$

$\gamma_0 = 1$ $C_i = 0{,}3$ $\Rightarrow C_U$ =0,8

$q_h = 70.2{,}5.\dfrac{H+18}{H+60} = 0{,}827$

$S_U = 371{,}72 m^2$

Donc :

U=0,8.0, 78.0, 827.373,72 =191,82KN < W_T = 2408,74KN.

N.B : le poids du plancher est supérieure a la force de portance donc il n' y aucun risque de soulèvement.

2-ETUDE SISMIQUE

VI-2-1 Introduction

L'analyse dynamique est une étape primordiale dans l'étude des ouvrages de génie civil, surtout si ces derniers sont implantés dans des zones de forte sismicité.

Pour ce qui est de notre étude, nous proposons de comparer entre les périodes calculées par des formules empiriques proposées par le **R**ègle**m**ent **P**arasismique **A**lgérien 99 version 2003 et celles données par le logiciel de calcul des structures SAP2000.comme en va aussi tenter de comparer les déplacements relatifs d'un étage à un autre pour les deux méthodes.

L'analyse dynamique est basée sur le principe des Vibrations Libres Non Amorties (VLNA), elle permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat de calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation des masses.

VI-2-2 Caractéristiques dynamiques :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé. Son équation est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}\}+[K]\{X\}=0 \quad \text{.....(1)}$$

[M] : Matrice de masse de la structure

[K] : Matrice de rigidité de la structure

$\{\ddot{X}\}$: Vecteur des accélérations relatives

$\{X\}$ Vecteur des déplacements relatifs

Les valeurs de $\{X\}$ et $\{\ddot{X}\}$ ont pour expression :

$$\{X\}=\{A\}\sin(\omega t+\beta) \quad \text{..... (2)}$$

$$\{\ddot{X}\}=-\omega^2\{A\}\sin(\omega t+\beta) \quad \text{..... (3)}$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on obtient

$$[K]-\omega^2[M]=0 \quad \text{.....(4)}$$

La résolution de cette équation appelée « caractéristique » permet de déterminer les périodes, fréquences et modes propres de la structure.

Les solutions ($\omega_1^2,\omega_2^2,\ldots\ldots\omega_n^2$) représentent les pulsations propres des « n » modes de vibrations. ω_1 présente le mode fondamental donc : ($\omega_1<\omega_2<\ldots\ldots\omega_n$) ou bien ($T_1> T_2>\ldots..> T_n$)

$$F_i = \frac{1}{T_i} \qquad T_i = \frac{2\pi}{\omega . i}$$

T_i : en (s) désigne la période de la structure

Fi : en (Hertz) désigne la fréquence

T : représente la période de vibration de la structure (en secondes).

T_1 : représente la période fondamentale des modes de vibration.

Note : les masses ainsi que les centres de gravités de chaque planchers ont été donnés dans le chapitre V.

VI-2-3 Estimation de la période fondamentale de la structure : RPA99 V2003

Elle peut être déterminée à partir des formules empiriques données par le RPA 99 V.2003 pour un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé (notre cas) comme suit :

$$T_{RPA} = \min \begin{cases} C_T . h_N^{3/4} \\ \dfrac{0{,}09 . h_N}{\sqrt{L_X}} \end{cases}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage (donné par le RPA99 v.2003) C_T= 0.05

h_N : La hauteur mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau h_N = 18.36 m (hauteur totale du bâtiment)

L : la dimension du bâtiment mesurée de la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_{XRPA} = \min \begin{cases} C_T . h_N^{3/4} = 0{,}443 s \\ \dfrac{0{,}09 . h_N}{\sqrt{L_X}} = 0{,}31 s \end{cases} \qquad T_{YRPA} = \min \begin{cases} C_T . h_N^{3/4} = 0{,}443\, s \\ \dfrac{0{,}09 . h_N}{\sqrt{L_Y}} = 0{,}42\, s \end{cases}$$

$\Rightarrow T_{XRPA} = 0{,}31 s.$ $\Rightarrow T_{YRPA} = 0{,}42 s.$

VI-2-4 Modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000 :

Le ***SAP 2000*** est un des logiciels de calcul et de conception des ouvrages divers et plus particulièrement les bâtiments en béton armé ou en charpentes métalliques.

Ce logiciel enchaîne les éléments de la structure par la saisie graphique manuelle d'une part et à partir de sa bibliothèque standard d'autre part, offrant à la foie plusieurs possibilités d'une analyse statique, dynamique et l'option ferraillage pour les structures en béton armé (***Concrete***) et vérification pour les structures en charpente métallique (***Steel***).

Le ***SAP 2000*** et grâce à son poste processeur graphique, facilite l'interprétation et l'exploitation des résultats.

Notre structure est régulière en plan et comporte des planchers rigides. Elle sera modélisée par un modèle tridimensionnel (3D) :

- ✓ Les poutres, les poteaux seront modélisés par des éléments barres (**FRAME**).
- ✓ Les voiles seront assimilés à des éléments plaques (**SHELL**)

Les planchers auront une rigidité infinie dans leur plan cela se fait en leur assignant un élément **DIAPHRAGM**. Ce dernier permettra une bonne transmission des efforts sismiques aux voiles et poteaux. La masse de chaque étage est prise concentrée au niveau du centre de gravité du plancher ou nœud maître (modèle brochette).

VI-2-5 Vérification (1.3 x période fondamentale RPA) > période fondamentale SAP2000 :

$T_{X(SAP2000)} = 0{,}369s$

$T_{Y(SAP2000)} = 0{,}.444s$

D'aprés le RPA 99 v.2003, les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques (***SAP 2000***), Ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

T_x (RPA99) = 0,31x 1,3 = 0,403sec > **T_x (SAP2000)** = 0,369sec **C.V**

T_y (RPA99) = 0.42 x 1.3 = 0,546sec > **T_y (SAP2000)** = 0,444sec **C.V**

mode	Périodes (s)	Masse cumulées %		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.444372	0.00000	70.6220	0.0000
2	0.369763	65.4391	70.6220	0.0000
3	0.327073	71.8510	70.6220	0.0000
4	0.100057	71.8510	90.5560	0.0000
5	0.089439	90.6608	90.5560	0.0000
6	0.071489	91.4570	90.5560	0.0000
7	0.045257	91.4570	96.7266	0.0000
8	0.042477	96.8538	96.7266	0.0000

Coefficient de participation massique

VI-2-6 Vérification de l'effort tranchant à la base et des déplacements relatifs :

VI-2-6-1 Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier le comportement dynamique de la structure sous l'effet du séisme. Dans cette analyse, on a utilisé la méthode dynamique spectrale dont le principe est exposé dans le règlement RPA99 v2003

Les efforts sismiques à la base ainsi que les déplacements relatifs d'un étage à un autre seront vérifiés conformément à la réglementation en vigueur (RPA99 v2003).

Pour l'analyse, on a opté pour des méthodes numériques beaucoup plus efficaces en utilisant le logiciel ***(SAP 2000)*** qui offre :

- Précision et capacité de calcul.
- Analyse statique et dynamique des structures.
- Rapidité d'exécution.

VI-2-6-2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

- L'effort tranchant donnée à la base de la structure par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel « SAP2000 » est de**:**

V_{xSAP} =3296.55 KN

V_{ySAP} = 3411.8 KN

D'après le règlement R.P.A 99 v2003, les forces sismiques (effort tranchant à la base) déterminées par une méthode dynamique devront être au moins égales à 80% de celle calculées par la méthode statique équivalente.

- L'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec : - A : coefficient d'accélération de zone (R.P.A99 v.2003) A = 0,25

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$D_X = 2{,}5\eta$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0{,}763 \qquad \xi = 10$$

$D_X = D_Y = 2{,}5.0{,}763 = 1{,}9$

- Q : Facteur de qualité Q = 1,2
- R : coefficient de comportement global de la structure R = 3,5
- W : le poids de la structure W = 21962.76 KN

$$V_{RPA} = \frac{0{,}25.1{,}9.1{,}2}{3{,}5}(21962.76) = 3576.79KN.$$

$V_{RPA} = 3576.79\,KN \qquad 0.8V_{RPA} = 2861.43KN.$

La comparaison entre les résultats trouvés par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel « SAP2000 » et la méthode statique équivalente (RPA 99 v.2003) est donnée comme suit:

V_{xSAP} =3296,55 KN > 0.8 V_{xRPA} = 2861,41 KN **C.V**

$V_{xSAP} > V_{bl} = 343{,}1KN$ **(**Effort tranchant due au vent dans le sens longitudinal)

V_{ySAP} = 3411,8 KN > 0.8 V_{yRPA} = 2861,41 KN **C.V**

$V_{ySAP} > V_{bT} = 231{,}05KN$ **(**Effort tranchant due au vent dans le sens transversal)

VI-2-6-3 Limitation des déplacements relatifs :

D'après le R.P.A.99 v.2003, le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit $\delta_K = R\,.\delta_{ek}$ avec :

δ_K : déplacement du aux forces sismiques F_i y compris l'effort de torsion

R : Coefficient de comportement de la structure R = 3,5

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à : $\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$

Ce déplacement (Δ_k) ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage.

1 % h_e = 0.01 x 3.06 = **0.0306**

NB : puisque le bâtiment se déplace, pour le 1er mode, en diagonale les déplacements relatifs avec lesquels on vérifie sont égales à $\sqrt{U_1^2 + U_2^2}$ pour E_x et E_y.

E_x :

NIVEAU	Δ_{EK} (m)	$\Delta_K = R \times \Delta_{EK}$ (m)	Δ_K (m)
1	6,608e-4	2,31e-3	2,31e-3
2	1,921e-3	6,72e-3	4,41e-3
3	3,526e-3	1,23e-2	5,58e-3
4	5,294e-3	1,85e-2	6,2e-3
5	7,086e-3	2,48e-2	6,3e-3
Terrasse	8,801e-3	3,08e-2	6e-3

E_y :

NIVEAUX	Δ_{EK}	$\Delta_K = R \times \Delta_{EK}$	Δ_K
1	8,79E-4	3,07E-3	3,07E-3
2	2,701E-3	9,45E-3	6,38E-3
3	5,105E-3	1,78E-2	8,35E-3
4	7,807E-3	2,73E-2	9,5E-3
5	0,0106	3,71E-2	9,8E-3
Terrasse	0,0133	4,65E-2	9,4E-3

V - Descente des charges

V-1. Introduction :

La descente de charge consiste à déterminer le poids total et les centres de gravité de chaque niveau afin de calculer les forces horizontales engendrées par le séisme.

Les calcules seront présentés dans des tableaux avec les nomenclatures suivantes :

V_i : volume de l'élément i.

γ_v : Poids volumique de l'élément i..

W_i : Poids de l'élément i.

S_i : La surface de l'élément i.

X_i, Y_i : cordonnées du centre de gravité de l'élément i.

D'où les coordonnées du centre de gravité du niveau j, sont données par la formule suivante :

$$X_{CG} = \frac{\sum Wi.Yi}{\sum Wi}$$

$$Y_{CG} = \frac{\sum W_I .X_I}{\sum W_I}$$

Calcul du poids de chaque étage :

Plancher terrasse :

Elément	S_I (M^2) V_I (M^3)	G_I (KN/M^2) G_I (KN/M^3)	W_I (Kn)	X_I (M)	$W_I .X_I$	Y_I (M)	$W_I .Y_I$
Plancher	371,72	6,48	2408,74	13,5	32689,52	6,92	16683,797
Poutre Porteuse	11,088	25	277,2	13,5	3742,2	6,89	1909,908
Poutre non porteuse	11,077	25	276,92	13,5	3738,42	6,78	1877,517
Poutre de Chaînage	2,031	25	50,75	13,5	685,462	5,53	280,64
Murs	101,29	2,81	284,62	13,5	3842,37	6,31	1795,95
Voile	6,83	25	170,86	13,5	2306,61	6,86	1172,099
Acrotère	6,24	25	156	13,5	2106	5,3	826,8
Poteau	6,47	25	161,75	13,5	2183,625	6,74	1090,195

Σ	**3786,84**	**/**	**51122,677**	**/**	**25636,906**

Coordonnées du centre de gravite :

$$X_G = \frac{\sum Wi.Xi}{\sum Wi} = 13{,}5m$$

$$Y_G = \frac{\sum Wi.Yi}{\sum Wi} = 6{,}77m$$

Plancher courant RDC+ $1^{er} + 2^{eme} + 3^{eme} + 4^{eme}$ **étage :**

Elément	S_I (M^2) V_I (M^3)	G_I (KN/M^2) G_I (KN/M^3)	W_I (Kn)	X_I (M)	$W_I .X_I$	Y_I (M)	$W_I .Y_I$
Plancher	306,66	5 ,32	1631,43	13,5	22024,32	6,92	11297,14
Poutre Porteuse	11,088	25	277,2	13,5	3742,2	6,89	1909,908
Poutre non porteuse	11,077	25	276,925	13,5	3738,48	6,78	1877,517
Poutre de Chaînage	1,956	25	48,9	13,5	660,015	5,53	270,417
Poteau	12,94	25	323,5	13,5	4367,25	6,74	2180,39
MURS	202,58	2,81	569,24	***13,5***	7684,87	6,31	3591,904
Voile	13,66	25	341,5	13,5	4610,25	6,86	2342,69
PALIER	4,388	5,09	22,33	13,5	301,455	3,84	85,747
PAILLASSE	6,48	9,885	64,05	13,5	864,74	6	384,3
Balcon	22,2	5,43	120,54	13,5	1702,87	6,68	805,257
Σ			**3675,635**	**/**	**49721,83**	**/**	**24770,2**

Coordonnées du centre de gravite

$$Y_G = \frac{\sum Wi.Yi}{\sum Wi} = 6{,}73m$$

Plancher courant: 5^{eme} **étage:**

Elément	S_I (M^2) V_I (M^3) G_I (KN/M^2) G_I (KN/M^3)	W_I (Kn)	X_I (M)	$W_I .X_I$	Y_I (M)	$W_I .Y_I$
Plancher	306,66 5,32	1631,43	13,5	22024,32	6,93	11304,077
Poutre Porteuse	11,088 25	277,2	13,5	3742,2	6,89	1909,908
Poutre non porteuse	11,077 25	276,925	13,5	3738,48	6,78	1877, 517
Poutre de Chaînage	2,547 25	63,67	13,5	859,61	5,53	270,417
Poteau	12,94 25	323,5	13,5	4367,25	6,74	2180,39
MURS	202,58 2,81	569,24	13,5	7684,87	6,31	3591,9
Voile	13,66 25	341,5	13,5	4610,25	6,86	2342,69
PALIER	4,388 5,09	22,33	13,5	309,455	3,84	85,747
PAILLASSE	3,24 9,885	32, 03		432,37	6	192,18
Balcon	17,65 5,43	95,84	13,5	1293,7	7,68	736,05
Σ		**3633,665**	**/**	**49054,64**	**/**	**24526,97**

Coordonnées du centre de gravite :

$$X_G = \frac{\sum Wi.Xi}{\sum Wi} = 13{,}5m$$

$$Y_G = \frac{\sum Wi.Yi}{\sum Wi} = 6{,}74m$$

Suivant le R.P.A 99 v.2003, le poids de chaque niveau est donné par la formule suivante :

$W_T = W_{GI} + \beta W_{QI}$

W_{GI} : Poids due aux charges permanentes.

W_{QI} : Poids due aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour les bâtiments d'habitation : β = 0,2

NIVEAU	W_{GI} *(KN)*	W_{QI} (KN)	$\beta.W_{QI}$ (KN)	$W_I = W_{GI} + \beta W_{QI}$
Terrasse	3786,84	371,72	74,344	3861,184
$1^{er} + 2^{eme} + 3^{eme} + 4^{eme}$ étage	3675,635	459,99	91,998	3769,483
5^{eme} étage	3633,665	459,99	91,998	3725,663

FERRAILLAGE DES VOILES :

TYPE DE VOILE	L (M)	A (M^2)	I (M^4)	M	N	T	X (M)	σ_1	σ_2	A_V CM^2	A_{MIN} CM^2	A CHOISI CM^2		A_H CM^2
VAL	1,125	0,239	0,026	261,199	-69,78	569,2	0,79	7,14	-4,19	8,56	2,66	P	$8T14=12,32cm^2$	2(5T10)
												V	$2(2T12_{/15})=4,52cm^2$	
							0,64	4,77	-6,56	9,24	1,94	V	$2(5T12)=11,3\ cm^2$	
V2U V8U	4,35	0,7925	1,59	7660,46	-730,8	901,9	1,98	11,4	-9, 5	59,73	7,37	P	$8T16=16,.08cm^2$	2(5T10)
												V	$2(15T14_{/15})=46,2cm^2$	
V4L V6L	2,215	0,4402	0,186	1172,84	176,34	428,9	1,2	6,39	-7,59	30,98	5	P	$8T14=12,32cm^2$	2(5T10)
												V	$2(7T14_{/15})=21,56\ cm^2$	
							0 ,87	8,44	-5,52	30,25	2,62	V	$2(10T14_{/15})=30,8\ cm^2$	
VEL	2	0,422	0,22	320,148	640,18	117,6	1,07	3,68	-3,17	10,87	4,63	P	$8T14=12,32cm^2$	2(5T10)
												V	$2(4T14_{/15}+15T10_{/15})=24,88\ cm^2$	
							0,74	4,63	-2,16	11,02	2,24	P_F	$6T12=6.79cm^2$	2(5T10)
												V	$2(4T14_{/15}+15T10_{/15})=24,88\ cm^2$	
VEL	0,85	0,212	0,015	154,261	-144,4	153,9	0,64	3,05	-6,28	17,18	0,87	P_F	$8T14=12.32cm^2$	2(5T10)
												V	$2(2T12_{/15}+3T14_{/10})=$	
							0.45	4.92	-4.41	18 ,3	0,87	P_F	$8T14=12,.32cm$	2(5T10)
												V	2(2T12+3T14)=	
VCU	4,05	0,748	1,311	4527,95	561,3	953,2	1,8	7,74	-6,24	36,88	6,82	P	$8T14=12.32cm^2$	2(5T10)
												V	$2(7T14_{/10})=20,36\ cm^2$	
VBU	6,55	1,1225	4,859	16453,8	1985,4	1150	2,46	103	-68,2	49	7,25	P	$8T16=16,08cm^2$	2(5T10)
												V	$2(11T14)=33,86cm^2$	

FERRAILLAGE DES LINTEAUX :

Niveau RDC + 1er :

TYPE DE VOILE	T (KN)	$\overline{V}$ (KN)	$\bar{\tau}_b$ (MPA)	$\bar{\tau}_b$ (MPA)	A_L (CM²)	A_D (CM²)	A_T (CM²)	A_C (CM²)
VEU(porte)	169,129	236,78	1,83	1,2	4T10=3.14	4T12=4,52	3Φ8=1.01	4 (3T10) = 4,71

VIII - Fondations

VIII-1 Introduction :

L'infrastructure du bâtiment est constituée d'un voile périphérique rigide qui entoure la structure et d'une fondation en semelles filantes croisées dont le rôle est la transmission des efforts de la superstructure vers l'infrastructure. La contrainte admissible du sol a été estimée par les services concernés égale à 2 bars.

VIII-2 Choix du type de fondation :

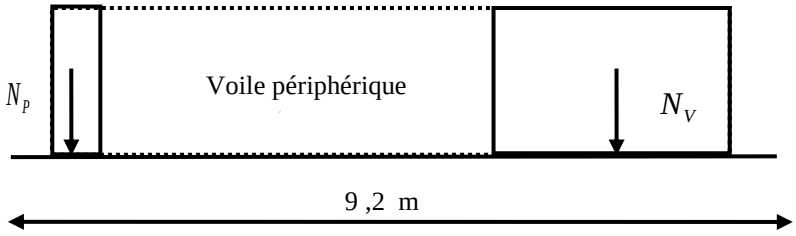
Le premier choix est généralement dirigé vers les semelles isolées sous poteaux et continues sous voiles. Mais lorsque celles-ci deviennent très larges, et arrivent à se chevaucher l'une par rapport à l'autre on opte pour un radier. Ce chevauchement est du généralement aux points suivants :

- Charge élevée du bâtiment.
- Rapprochement des poteaux et des voiles.
- Sol faible.

Vu l'emploi des voiles dans les deux sens, on a opté pour des semelles filantes croisées qui offrent une meilleur répartition des charges et une stabilité suffisante vis-à-vis du séisme.

VIII-3 Semelles continue sous voile périphérique : (AXE 1)

Dimensionnement de la semelle :



-La longueur de la semelle : L = 9,2 m

-la hauteur de la semelle : $h \geq \frac{B-b}{4} + c'$ ($c' = 5cm$ pour éviter la cohésion)

On suppose : B = 1m

$$h \geq \frac{1-0,35}{4} + 0,05 \Rightarrow h \geq 0,21m$$

On prend : h=30cm

- **Evaluation des charges :**
  - Poids du poteau : 25. (2-0,3). $0,35^2$ =5,2KN.
  - Poids du voile périphérique : 25.0, 15.7, 2. (2-0,3)=45,9KN.
  - Poids de la semelle : 25.9, 2.1.0, 3=69KN.
  - Poids de la terre : 18.(1-0,5).(2-0,3).9,2=239,29KN.
  - Poids de la longrine : 25x0, 3x0, 25x9, 2=17,27KN

$$\sum N = 376,64KN$$

Détermination de la largeur B :

Les efforts obtenus par le logiciel SAP 2000 en utilisant la combinaison : **G+Q**

$$\begin{cases} N_P = 351,246KN \\ N_V = 1024,995KN \end{cases}$$

$$N_i^{'} = N_{Pi} + \sum N$$

$$N_i^{''} = \frac{N_i^{'}.L_1}{L_1 + L_2}$$ avec L_1 : longueur revenant à l'élément considéré dans le sens de la semelle

L_2 : longueur revenant à l'élément considéré dans le sens perpendiculaire au sens de la semelle

$$\begin{cases} N_1^{'} = 727,88KN \\ N_2^{'} = 1401,63KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_1^{''} = 369,21KN \\ N_2^{''} = 952,05KN \end{cases} \Rightarrow \sum N'' = 1321,26KN$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{\sum N''}{L.\sigma_{SOL}} = 0,71m$$

On prend : B=1m

Vérification des contraintes sous la combinaison :

a) G+Q+E :

$$\begin{cases} N_{P1} = 511,78KN \\ N_{P2} = 792,94KN \end{cases}$$

$$N = N_{SAP} + \sum N = 1647,29 + 376,64 = 2023,93KN$$

$$E_X \rightarrow \begin{cases} M = M_2 + F_1 .h_a = 34179{,}938 + 3296{,}55.2 = 40773{,}038 KN.m \\ N = 2023{,}93 KN \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{2023{,}93}{212{,}48} + \frac{40773{,}038.9{,}54}{12389{,}038} = 0{,}40 bars \langle 1{,}5\sigma_{SOL} = 3 bars$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} = \frac{2023{,}93}{212{,}48} - \frac{40773{,}038.7{,}26}{12389{,}038} = 0{,}14 bars \langle 1{,}5\sigma_{SOL} = 3 bars$$

C.V

$$E_Y \rightarrow \begin{cases} M = M_1 + F_2 .h_a = 45411{,}302 + 3411{,}803.2 = 52234{,}9 KN.m \\ N = 2023{,}93 KN \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{2023{,}93}{212{,}48} + \frac{52234{,}9.14{,}45}{4625{,}0089} = 1{,}72 bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3 bars$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} = \frac{2023{,}93}{212{,}48} - \frac{52234{,}9.14{,}15}{4625{,}0089} = 1{,}5 bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3 bars$$

C.V

b) Vérification de la stabilité sous la combinaison 0,8G+E :

$$\begin{cases} N_{P1} = 418{,}23 KN \\ N_{P2} = 873{,}06 KN \end{cases}$$

$$N = N_{SAP} + 0{,}8\sum N = 1291{,}29 + 0{,}8.376{,}64 = 1592{,}6 KN$$

$$E_X \rightarrow \begin{cases} M = M_2 + F_1 .h_a = 49773{,}038 KN.m \\ N = 1592{,}6 KN \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{1592{,}6}{212{,}48} + \frac{49773{,}038.9{,}54}{12398{,}38} = 0{,}45 bars \langle 1{,}5\sigma_{SOL} = 3 bars$$ **C.V**

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = \frac{1592{,}6}{212{,}48} - \frac{49773{,}038.7{,}26}{12398{,}38} = 0{,}21 bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3 bars$$ **C.V**

$$E_Y \rightarrow \begin{cases} M = M_1 + F_2 .h_a = 45411{,}302 + 3411{,}803.2 = 52234{,}9 KN.m \\ N = 1592{,}6 KN \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{1592{,}6}{212{,}48} + \frac{52234{,}9.14{,}45}{4625{,}0089} = 1{,}7 bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3 bars$$

C.V

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} = \frac{1592{,}6}{212{,}48} - \frac{52234{,}9.14{,}15}{4625{,}0089} = 1{,}52 bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3 bars$$

Ferraillage de la semelle :

Les efforts obtenus par le logiciel SAP 2000 en utilisant la combinaison : **1,35G+1,5Q**

$$\begin{cases} N_P = 478{,}552KN \\ N_V = 1394{,}516KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1{}' = 855{,}192KN \\ N_2{}' = 1771{,}56KN \end{cases} \qquad \begin{cases} N_1{}'' = 203{,}33KN \\ N_2{}'' = 421{,}21KN \end{cases} \qquad \Rightarrow \sum N'' = 624{,}54KN$$

$$\begin{cases} M_P = 4{,}541KN.m \\ M_V = 65{,}977KN.m \Rightarrow M_{SAP} = 70{,}518KN.m \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{L.B}\left(1+\frac{3e}{L}\right) = \frac{624{,}54}{9{,}2.1}\left(1+\frac{3.0{,}11}{9{,}2}\right) = 70{,}38KN/m^2$$

Les armatures :

$$A_L = \frac{N(1+\frac{3e}{L})(B-b)}{L.8.d.\sigma_S}.10 = 0{,}65cm^2$$

On prend **:** $A_L = 4T10 = 3{,}14cm^2$

Les armatures de répartition :

$$A = A.\frac{B}{4} = 0{,}78\,cm^2$$

On prend : $A = 3T10 = 2{,}36\,cm^2$

Détermination de la hauteur en rive

$$e \geq \max\left\{15cm\ ; \begin{pmatrix} 6\phi + 6cm \mapsto barre\ \ sans\ \ crochets \\ 12\phi + 6cm \mapsto barre\ \ avec\ \ crochets \end{pmatrix}\right.$$

$$e \geq 15cm$$

Longueur de scellement :

$$L_S = \frac{\phi.f_e}{4.0{,}6.\psi_s^2.f_{tj}} \qquad \psi_S = 1{,}5$$

$$L_S = \frac{1{,}2.400}{4.0{,}6.1{,}5^2.1{,}8} = 49{,}38cm$$

$L_S \rangle \frac{B}{4} \rightarrow$ Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle et comportent des ancrages courbes

La hauteur de rive est : e=25cm.

VIII-4-Semelle filante sous voiles /poteaux et voile périphérique :

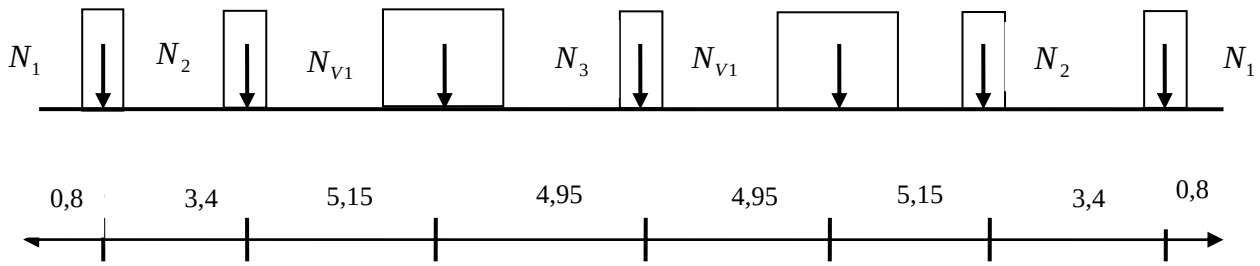
On prend une semelle filante sous voiles et poteaux et voile périphérique :

L'épaisseur du voile est : 15cm

La section du poteau : (35x35) cm^2

a) dimensionnement de la semelle :

-la longueur de la semelle : L=28,6 m



-la hauteur de la semelle : $h \geq \frac{B-b}{4} + c'$ ($c' = 5cm$ pour éviter la cohésion)

On suppose : B=1,3m

$h \geq \frac{1,3-0,35}{4} + 0,05 \Rightarrow h \geq 0,28m$

On prend : h=30cm

Evaluation des charges :

Poids de la semelle : 25x1.3x0, 3x28, 6=278,85KN

Poids du poteau : 25x $0,35^2$ x (2-0,3)=5,2KN

Poids de la terre : 18x (1,3-0,15) x (2-0,3) x28, 6=1006,43KN

Poids du voile périphérique : 25x0, 15x (2-0,3) x6, 8=43,35KN

Poids de la longrine : 25x0, 3x0, 25x28, 6=53,62KN

$$\sum N = 1387,45KN$$

Détermination de la largeur B :

Les efforts obtenus par le logiciel SAP 2000 en utilisant la combinaison : **G+Q**

$$\begin{cases} N_{P1} = 351{,}24KN \\ N_{P2} = 370{,}81KN \\ N_{P3} = 361{,}56 \\ N_{V1} = 1114{,}152KN \end{cases}$$

$$N_i^{'} = N_{Pi} + \sum N$$

$$N_i^{''} = \frac{N_i^{'}.L_1}{L_1 + L_2}$$

$$\begin{cases} N_1^{'} = 1738{,}69KN \\ N_2^{'} = 1758{,}26KN \\ N_3^{'} = 1749{,}01KN \\ N_4^{'} = 2501{,}6KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_1^{''} = 856{,}74KN \\ N_2^{''} = 829{,}6KN \\ N_3^{''} = 1020{,}25KN \\ N_4^{''} = 1132{,}11KN \end{cases} \Rightarrow \sum N'' = 6545{,}29KN$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{\sum N''}{L.\sigma_{SOL}} = 1{,}14m$$

On prend : B=1,3m

Vérification des contraintes sous la combinaison :

b) G+Q+E :

$$\begin{cases} N_{P1} = 511{,}78KN \\ N_{P2} = 792{,}94KN \\ N_{P3} = 467{,}67KN \\ N_{V1} = 2407{,}28KN \Rightarrow N_{SAP} = 7891{,}67KN \end{cases}$$

$$N = N_{SAP} + \sum N = 7891{,}67 + 1387{,}45 = 9279{,}12KN$$

$$E_X \rightarrow \begin{cases} M = M_2 + F_1.h_a = 34179{,}938 + 3296{,}55.2 = 49773{,}038KN.m \\ N = 9279{,}12KN \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{9279{,}12}{212{,}48} + \frac{49773{,}03.9{,}54}{12389{,}03} = 0{,}81bars \langle 1{,}5\sigma_{SOL} = 3bars$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} = \frac{9279{,}12}{212{,}48} - \frac{49773{,}03.7{,}26}{12389{,}03} = 0{,}14bars \langle 1{,}5\sigma_{SOL} = 3bars$$

C.V

$$E_Y \rightarrow \begin{cases} M = M_1 + F_2 .h_a = 45411{,}302 + 3411{,}803.2 = 52234{,}9KN.m \\ N = 9279{,}12KN \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{9279{,}12}{212{,}48} + \frac{52234{,}9.14{,}45}{4625{,}0089} = 2{,}06bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3bars$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} = \frac{9279{,}12}{212{,}48} - \frac{52234{,}9.14{,}15}{4625{,}0089} = 1{,}16bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3bars$$

C.V

b) Vérification de la stabilité sous la combinaison 0,8G+E :

$$\begin{cases} N_{P1} = 418{,}23KN \\ N_{P2} = 489{,}56KN \\ N_{P3} = 357{,}75KN \\ N_{V1} = 2083{,}795KN \Rightarrow N_{SAP} = 6340{,}92KN \end{cases}$$

$$N = N_{SAP} + 0{,}8\sum N = 6540{,}92 + 0{,}8.1387{,}45 = 7650{,}88KN$$

$$E_X \rightarrow \begin{cases} M = M_2 + F_1 .h_a = 49773{,}038KN.m \\ N = 7650{,}88KN \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{7650{,}88}{212{,}48} + \frac{49773{,}038.9{,}54}{12398{,}38} = 0{,}73bars \langle 1{,}5\sigma_{SOL} = 3bars$$ **C.V**

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = \frac{7650{,}88}{212{,}48} - \frac{49773{,}038.7{,}26}{12398{,}38} = 0{,}06bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3bars$$ **C.V**

$$E_Y \rightarrow \begin{cases} M = M_1 + F_2 .h_a = 45411{,}302 + 3411{,}803.2 = 52234{,}9KN.m \\ N = 7650{,}88KN \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{7650{,}88}{212{,}48} + \frac{52234{,}9.14{,}45}{4625{,}0089} = 1{,}99bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3bars$$

C.V

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} = \frac{9279{,}12}{212{,}48} - \frac{52234{,}9.14{,}15}{4625{,}0089} = 1{,}23bars \langle 1{,}5\sigma_{sol} = 3bars$$

Ferraillage de la semelle : 1,35G+1,5Q

$$\begin{cases} N_{P1} = 478{,}55KN \\ N_{P2} = 997{,}32KN \\ N_{P3} = 495{,}28KN \\ N_{V1} = 1522{,}98KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1' = 2351{,}6KN \\ N_2' = 2870{,}37KN \\ N_3' = 2368{,}33KN \\ N_4' = 3396{,}03KN \end{cases} \qquad \begin{cases} N_1'' = 1158{,}75KN \\ N_2'' = 1354{,}32KN \\ N_3'' = 1381{,}52KN \\ N_4'' = 1536{,}88KN \end{cases} \qquad \Rightarrow \sum N'' = 9481{,}42KN$$

$$\begin{cases} M_{P1} = 1{,}88KN.m \\ M_{P2} = 0{,}51KN.m \\ M_{P3} = 3{,}02.10^{-3}KN.m \\ M_{V1} = 20{,}34KN.m \Rightarrow M_{SAP} = 45{,}46KN.m \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{L.B}\left(1+\frac{3e}{L}\right) = \frac{9481{,}42}{28{,}6.1{,}3}\left(1+\frac{3.0{,}0048}{28{,}6}\right) = 255{,}14KN/m^2$$

Les armatures :

$$A_L = \frac{N(1+\frac{3e}{L})(B-b)}{L.8.d.\sigma_S}.10 = 5{,}42cm^2$$

On prend **:** $A_L = 7T12/e = 15cm$

Les armatures de répartition :

A=A. $\frac{B}{4}$ =1,78 cm^2

On prend : A=5T10 = 3.925 cm^2

Détermination de la hauteur en rive :

$$e \geq \max\left\{15cm\ ; \begin{pmatrix} 6\phi + 6cm \mapsto barre\ \ sans\ \ crochets \\ 12\phi + 6cm \mapsto barre\ \ avec\ \ crochets \end{pmatrix}\right.$$

$e \geq 15cm$

Longueur de scellement :

$$L_S = \frac{\phi.f_e}{4.0{,}6.\psi_s^2.f_{tj}} \qquad \psi_S = 1{,}5$$

$$L_S = \frac{1{,}2.400}{4.0{,}6.1{,}5^2.1{,}8} = 49{,}38cm$$

$L_S \rangle \frac{B}{4} \rightarrow$ Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle et comportent des ancrages courbes

La hauteur de rive est : e=25cm.

Vérification de la rigidité de la semelle :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E.I}{K.B}}$$

Calcul de l'inertie de la section transversale :

Le coffrage de la semelle sera :

$$Y_G = \frac{(130.30).15 + (70.35).65}{(130.30) + (70.35)} = 34{,}29\,cm$$

$$I_{XX} = \frac{130.30^3}{12} + 130.30(34{,}29 - 15)^2 + \frac{35.70^3}{12} + 35.70.(65 - 34{,}29)^2 = 5054727{,}695 cm^4$$

K=0,4 (sol moyen)

Calcul de la longueur élastique :

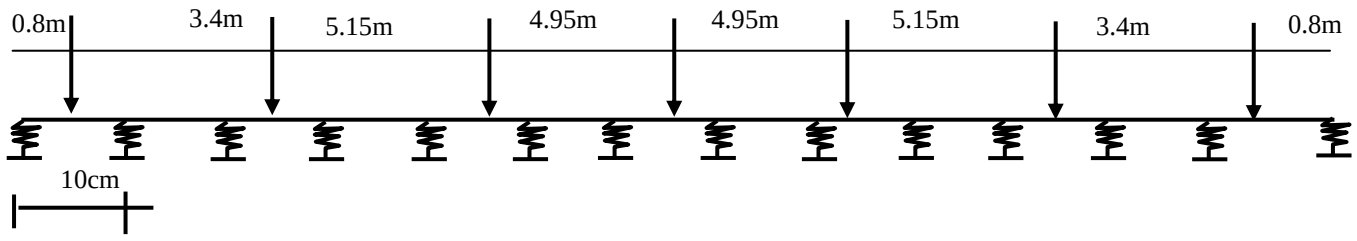
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.2.10^4.5054727{,}695}{0{,}4.130}} = 296{,}95cm$$

La longueur max de la travée est : L=3,35m=335cm

$\pi.\frac{L_e}{2} = 466{,}22cm \rangle 335cm \Rightarrow$ Semelle rigide.

Ferraillage de la poutre : (30x100)

Pour le calcul des moments, on utilise le logiciel SAP 2000 (méthode des appuis élastiques)



Raideur du sol $K_S = 2\ \sigma_{sol} = 0{,}4$ MPa / cm

B= 1,3 m

e = 10 cm

Raideur de l'appui élastique $K = K_s . B. e = 5200$ KN/m

Moments :

$M_a = 510,49$ KN.m

$M_t = 399,24$ KN.m

a) Sur appuis :

$M_a = 510.49$ KN.m

$\alpha = h_0/ d = 30/95 = 0,31$

$\alpha > 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 0,8\ \alpha_0(1-0,4\ \alpha_0) = 0,21$

$M_a = \mu_0.b.d^2.f_{c28}$

$= 0,21.130.95^2.11,33.10^{-3}$

$= 2791,51$ KN.m

$M_a > M_u \Rightarrow$ Axe neutre est dans la dalle de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance , on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de la largeur constante égale à la largeur de la table

b= 130cm

$$\mu = \frac{510,49.10^3}{11,33.130.95^2} = 0,038 < 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu<0,1$

$$A = \frac{1,07M_a}{\sigma_s.d} = 16,52cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{c28}}{f_e} = 3,44cm^2$$

On prend : $A_a = 6T20 = 18,85\ cm^2$

a) En travée :

$M_t = 399,24$ KN.m

$\alpha = h_0/ d = 30/95 = 0,31$

$\alpha > 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 0,8\ \alpha_0(1-0,4\ \alpha_0) = 0,21$

$M_t = \mu_0.b.d^2.f_{c28}$

$= 0,21.130.95^2.11,33.10^{-3}$

$= 2791,51$ KN.m

$M_t > M_u \Rightarrow$ Axe neutre est dans la dalle de compression

Le calcul sera sur une section rectangulaire de la largeur constante égale à la largeur de la table

b= 130cm

$$\mu = \frac{399,24.10^3}{11,33.130.95^2} = 0,03 < 0,391 \Rightarrow A' = 0 \qquad \mu<0,1$$

$$A = \frac{1,07M_t}{\sigma_s.d} = 12,92cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A > A_{min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{c28}}{f_e} = 3,44cm^2$$

On prend : A_t = 3T20 +2 T16 = 13,44 cm^2

VIII-5 Les longrines:

VIII-5-1 dimensionnement :

D'après RPA 99 v.2003, les dimensions de la section transversale des longrines doivent être prises au minimum (25 ; 30) cm^2 : site de catégorie S_2 et S_3.

Les longrines ou les dispositifs équivalents doivent être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\,KN$

N:égal à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α: coeff. en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérés, il est donné par le tableau suivant:

	ZONE		
Site	**I**	**II**	**III**
S_1	**-**	**-**	**-**
S_2	**-**	**15**	**12**
S_3	**15**	**12**	**10**
S_4	**20**	**10**	**8**

Nous avons un sol meuble dans la zone III ; donc α=10

F= $\frac{N}{10}$

N=690.53KN $\Rightarrow F = 69.053KN \geq 20KN$

VIII-5-2 Ferraillage des longrines :

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

$A \geq \frac{F}{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

On obtient : $A \geq \frac{69.053 \times 10}{348} = 1.98cm^2$

Condition de non fragilité :

$A_{\min} = \frac{b.h.f_{t28}}{f_e} = 3{,}375cm^2$

$A_{\min} = 0{,}6\%bh = 4.5cm^2$

$S_t \leq \min(20{,}15\phi_L)$

Soit : A=2(3T12)=6.78 cm^2

VIII-6-3 Vérification à ELS:

$A_S = \frac{F_S}{\sigma_S}$

$F_S = \frac{426.81}{10} = 42.681KN$

$\sigma_S = \min(\frac{2}{3} f_e, 150\eta) = 240MPa$

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s} = \frac{42.681x10}{240} = 1.77\,cm^2 \leq A = 6.79\,cm^2$$

Donc : le ferraillage calculé à l'E.L.U.R est convenable

VIII-5-4 Armatures transversales:

On prend un diamètre de Ø6 pour les cadres et les étriers

D'après RPA 99 v2003 l'espacement est donné comme suit :

$S_t \leq \min(20cm, 15\phi_L) = 18cm \rightarrow on\ prend : S_t = 15cm$

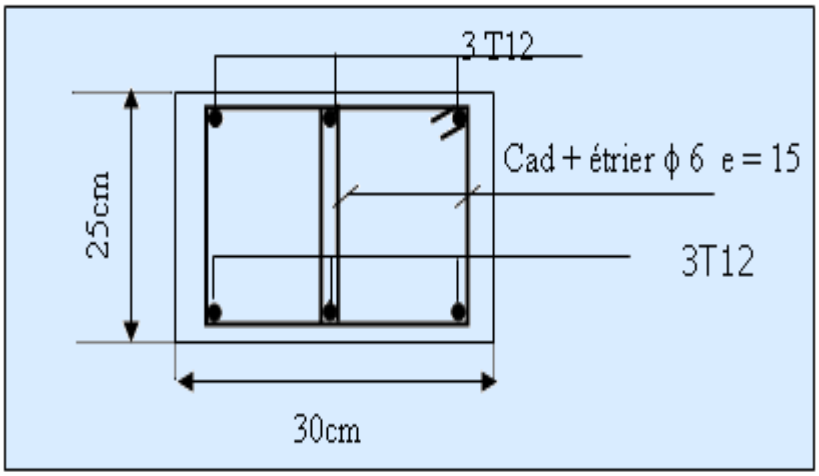


Figure VIII-1 : ferraillage de la longrine

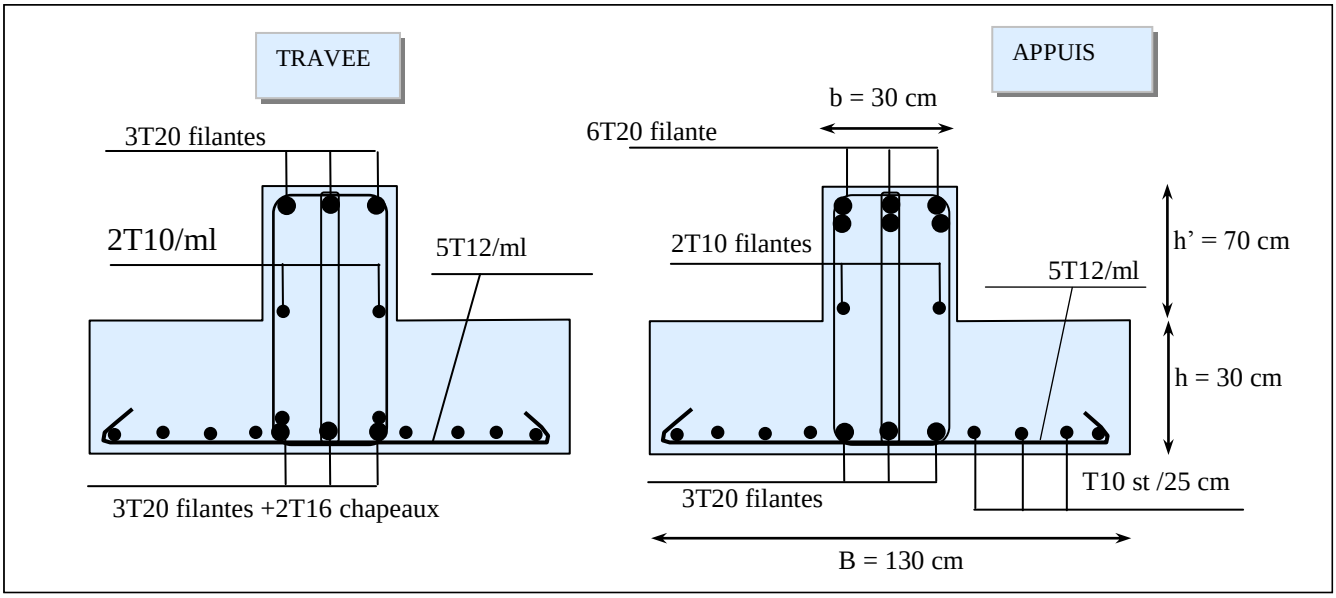


Figure VIII-2 : ferraillage du bloc fondation - libage (AXE-C)

VIII-6 Voile périphérique

VIII-6-1 Introduction :

Selon le RPA99 v.2003, les ossatures du niveau de base, formées de poteaux courts (à cause de la hauteur efficace du bâtiment), doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base en zone II, III.

Toujours selon le RPA99 v.2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur supérieure ou égal à 15 cm

- Les armatures sont constituées de deux nappes (leur pourcentage minimal est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical)

On prend une épaisseur de 15 cm pour assurer la continuité d'inertie avec le voile de contreventement.

VIII-6-2 Calcul des armatures :

Armatures verticales :

$Av = 0.1.\frac{e.H}{100} = 0.1.\frac{15.100}{100} = 1.5cm^2$ On prend : Av = 5T10/ m.l

Armatures horizontales :

$$Ah = 0.1 \cdot \frac{e \cdot H}{100} = 0.1 \cdot \frac{15 \cdot 100}{100} = 1.5cm^2$$

On prend : Ah = 5T10/ m.l

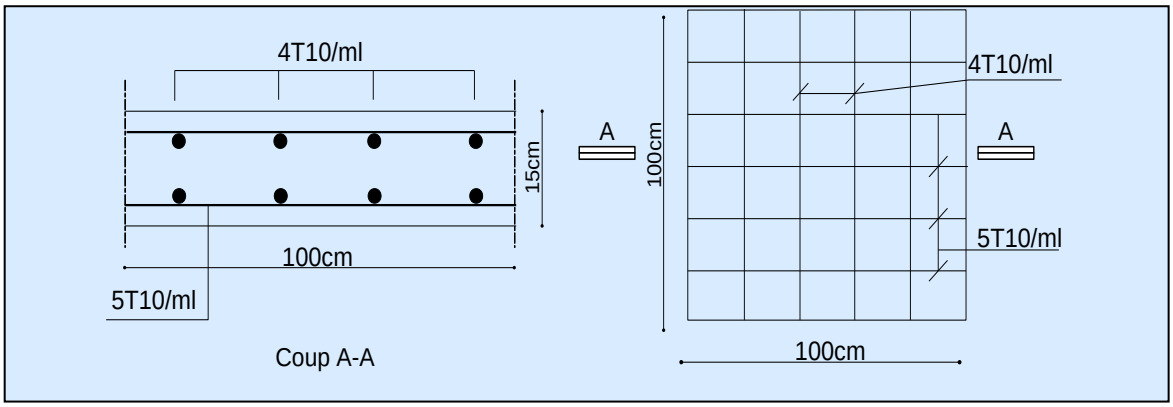


Figure VIII-3 : ferraillage du voile périphérique

IV- Calcul des éléments secondaires

IV-1 Acrotère

IV-1-1 Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes

Circulant au niveau d'une terrasse inaccessible ainsi que la protection de l'étanchéité.

Du point de vue calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre et une surcharge due à la main courante estimée à 1 KN/ml.Le calcul se fait au niveau de la section la plus sollicitée, celle de l'encastrement, elle est soumise à
la flexion composée

Le calcul ce fait par une bande de un mètre linéaire de l'acrotère

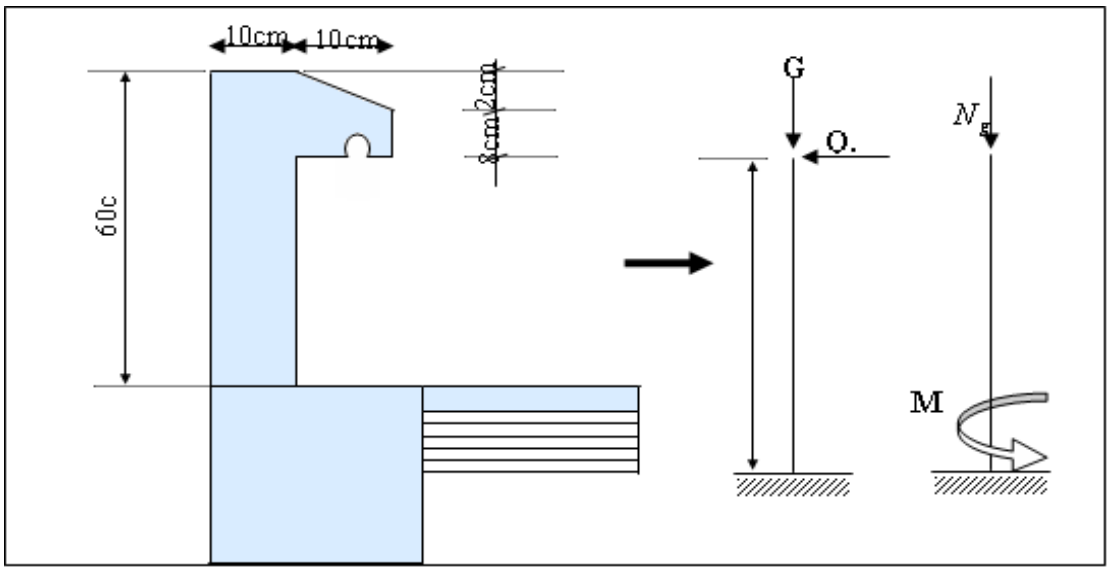
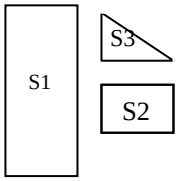


Figure IV-1: schéma statique de l'acrotère

Evaluation des charges et Surcharges :

- **Poids propre d e l'acrotère** :



S =S1+S2+S3= (60 x 10) + (8 x 10) + (10 x 2)/2= 69Cm^2

G= S x ρ = 0.069 x1 x 25 = 1.725KN/ml

- **Surcharge d'exploitation** :

Q = 1 KN/ml. (L'effet de la main courante)

Les Sollicitations :

- **E.L.U.R :**
  - Effort Normal de compression : Nu = 1,35.G =2.335KN
  - Moment fléchissant : Mu = 1,5.Q.h = 1,5 x 1 x 0,6 = 0,9KN.m
- **E.L.S**
  - Effort Normal de compression : Ns = G = 1.725 KN/ml
  - Moment fléchissant : Ms=Q.h = 1x0,6= 0,6KN.m

Ferraillage de l'acrotère (E.L.U.R) :

b= 100 cm C = 2 cm d = 8 cm h = 10 cm

- **Calcul de l'excentricité :**

$e = e_1 + e_2 + e_a$

e_1 : excentricité du 1ere ordre e_1 = Mu/Nu

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : Pour les pièces courtes ; on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a.

Donc : $e_1=M_u/N_u= \quad \frac{0.9}{2.33}10^2 \quad =38.62.$

D'ou : $e_1=38.62cm \quad > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3cm.$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M_1, puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée :

$$A_S = A_{Sfictif} - \frac{N_U}{\sigma_{su}}$$

$M_{Ufictif} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2})$ d'après B.A.E.L 91.

$M_{Ufictif} = 0,9 + 2,33(0,08 - \frac{0,10}{2}) = 0,969KN.m$

Avec : A_s : section d'armature tendue en flexion composée.

$A_{s\ fictif}$: section d'armature tendue en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

$$\mu = \frac{0{,}96910^3}{11{,}33.100.8^2} = 0{,}013 \leq \mu_l = 0{,}392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu < 0{,}1$

$$A_{Sfictif} = \frac{1{,}07.M_{Uf}}{d.\sigma_S} = \frac{1{,}07.0{,}969.10^3}{8.348} = 0{,}37cm^2$$

$$A_S = 0{,}37 - \frac{2{,}33.10^3}{348.10^2} = 0{,}3cm^2$$

- **Condition de non fragilité** :

$A_{min} = 0\ ,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}828cm^2 < A_s = 0{,}3cm^2$ **(C.N.V)**

On prend : $A_s = A_{min} = 0{,}828cm^2$

Soit : $A_s = 4\phi 8 = 2{,}01cm^2$ on prend : e=25cm

- **L'espacement** :

D' après B.A.E.L91

$e \leq \min(3.h\ ;33cm) = 30$ **(C.V)**

- **Les Armatures de répartition** :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0{,}5025cm^2$$

On prend : $A = 4\phi 6 = 1{,}13\ cm^2$

- **L'espacement :**

$e \leq$ min (4.h ; 45cm)=40cm

On prend : e=20cm

Vérification de l'effort tranchant :

D'après le B.A.E.L91

Vu=1 ,5Q=1,5.1=1,5KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5.10}{100.8} = 0{,}0187MPa$$

$\tau_u \leq \min(\frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa) = 2MPa$ Fissuration préjudiciable **C.V**

$\tau_U = 0,0187MPa \leq 0,05 f_{c28} = 1MPa$ **C.V**

Donc pas d'armatures transversales.

Vérification à l'E.l.S :

- **Position de l'axe neutre :**

En écrivant le bilan des efforts appliqués a la section :

$Y_1{}^3 + P.Y_1 + q = 0$; $c = \frac{h}{2} - e$

Avec :

Y_1 : distance de l'axe neutre au centre de pression.

C : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée.

$e = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = \frac{0,6}{1,725} = 0,3478m = 34,78cm$

$c = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 34,78 = -29,78cm \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section.

$P = -3c^2 - 90.A_S{}' \frac{(c-d')^2}{b} + 90A_S \frac{d-c}{b}$ avec : $A'_S = 0$

$P = -3(-29,78)^2 + 90.\ 2,01.\frac{8+29,78}{100} = -2592,2$

$q = -2c^3 - 90.A_S \frac{(c-d')^2}{b} - 90A_S \frac{(c-d)^2}{b}$ avec : $A'_S = 0$

$q = -2(-29,78)^3 - 90.2,01.\frac{(8+29,78)^2}{100} = 50238,65$

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5,656.10^7$

$\Delta \langle 0 : \quad \varphi = Arc\cos\left[\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right] = 171,48°$

$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 58,79$

Nous avons trois solutions :

$$Y_1 = a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31{,}88\,\text{cm}$$

$$Y_2 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120°) = -58{,}72\,\text{cm}$$

$$Y_3 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240°) = 26{,}83\,\text{cm}$$

$$Y_{Ser} = Y_1 + C = -31{,}88 - 29{,}78 = 2{,}1cm$$

$$Y_{Ser} = Y_3 + C = 26{,}83 - 29{,}78 = -2{,}95cm$$

$Y_{Ser} \rangle \mathbf{O}$ donc : $Y_{Ser} = 2{,}1cm$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bY_{Ser}^3}{3} + 15\left[A_s(d - Y_{Ser})^2 + A'_S\ (Y_{Ser} - d')^2\right] \quad \text{avec : } A'_s = 0$$

Donc : I=1358,22 cm^4

Le coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{N_{Ser}}{I}.Y_1$$

K=0,026 KN/cm²

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K.Y_{Ser} = 0{,}026.2{,}1 = 0{,}0546KN/m^2 = 0{,}546MPa.$$

$0{,}6.\ f_{c28} = 12MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 0{,}546\text{MP}a \le 0{,}6\,f_{c28}$ **C.V**

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_S = 15K(d - Y_{Ser}) = 2{,}301KN/cm^2 = 23{,}01MPa \langle \overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}\,f_e\ ; \max(0{,}5\,f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right\} = 200MPa$$

donc les armatures calculées à LE.L.U.R sont convenables.

Vérification au Séisme :

Selon [R.P.A 99 v2003] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont sujets à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu par le tableau R.P.A 99 v2003

A=0,25

C_P : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire

$C_P = 0{,}8$

W_P : Poids de l'élément pour une bande de 1,00 m

$W_P = 1{,}725 KN/ml$

$F_P = 4.0{,}25.0{,}8.1{,}725 = 1{,}38 KN/ml$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

$F_P \leq 1{,}5.Q = 1{,}5 KN/m^2$ **C. V**

Donc : l'acrotère peut résister à la force sismique F_P

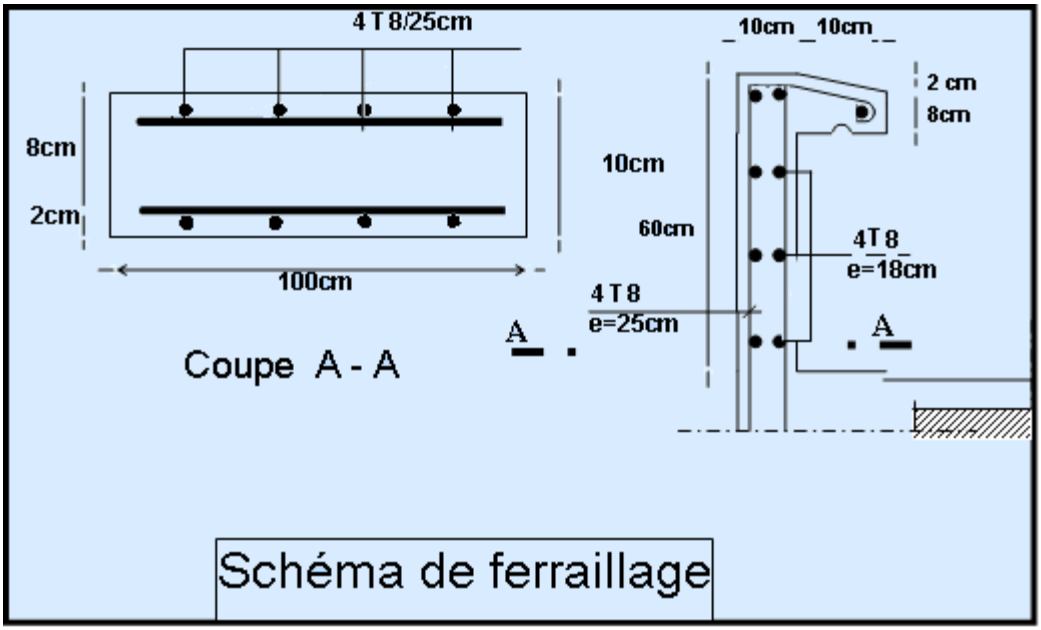
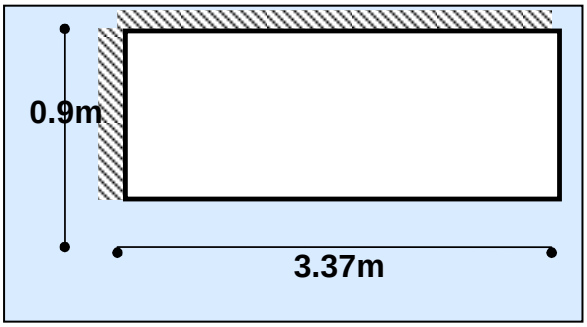


Figure IV-2 : schémas de ferraillage de l'acrotère

IV-2 Balcon

IV-2-1 Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction.



Calcul et ferraillage du balcon :

- Epaisseur de la dalle :

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{0,9}{3,35} = 0,27 \langle 0,4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens (sens L_X) : $\frac{L}{m} \leq h \leq \frac{L}{m}$

	DALLE (DANS 1 SENS)		DALLE (DANS 2 SENS)	
	Simple	Continue	simple	Continue
M	25 – 35	30 - 40	30 – 40	35 – 45

$$\frac{335}{35} \leq h \leq \frac{335}{25}$$

$$9,57\text{cm} \leq h \leq 13,4\,\text{cm}$$

On prend : h=15cm

Chargement sur le balcon :

- Carrelage (e=2 cm)	0,02 x 22x1 = 0,44 KN/ml
- Poids propre de la dalle (e =15cm)	0,15x25x1 = 3.75 KN/ml
- Mortier de pose (e = 3 cm)	0,03x18x1=0,54KN/ml
- Enduit de ciment (e=2 cm)	0,02x18x1 = 0,36 KN/ml
- Sable sec (e=2cm)	0,02x17x1=0,34KN/ml
	G_1 =5,43KN/ml

Charge concentrée de garde corps :

- Poids du mur (briques creuses, e =10 cm) : 0.1x9x1==0,9 KN
- Enduit de ciment (e = 2x2 cm) : 0.04x18x1= 0,72KN

G_2 =1,62KN

- **Surcharge :**

  La charge d'exploitation :

  Q_B = 3.5 x 1=3.5 KN/ml

  Q_B =3.5 KN/ml

- Surcharge de la main courante : Q_m =1,00 KN/ml

  Pour une bande de 1m de largeur, Pour ce qui est des charges réparties, on a :

  - **A l'E.L.U.R** : $P_u = 1{,}35.G_1 + 1{,}5.Q_B$ = 12.58 KN/ml
  - **A l'E.L.S** : $P_S = G_1 + Q_B$ = 8.93 KN/ml

Le moment due à la main courante (M_0) concentré sur toute la longueur.

$M_0 = Q_m$. h_{gc} = 1 KN.m

Calcul des efforts dans le balcon (E.L.U.R) :

- **Moment fléchissant** :

$$M_U = -(\frac{P_U.L^2}{2} + 1{,}35.G_2.L + 1{,}5.M_0)$$

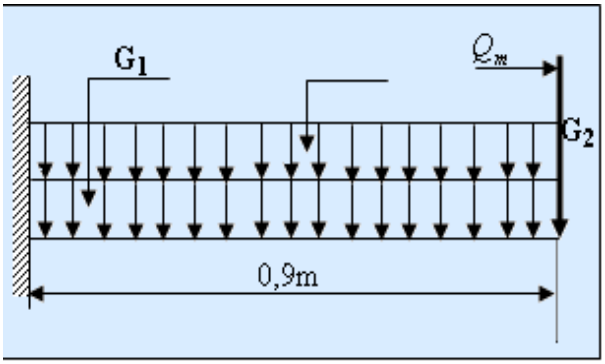


Figure IV-3 : représentation des charges sollicitant le balcon

$$M_U = -(\frac{12,58 \times 0,9^2}{2} + 1,35 \times 1,62 \times 0,9 + 1,5 \times 1)$$

M_u = -8,56 KN.m

- **Effort tranchant :**

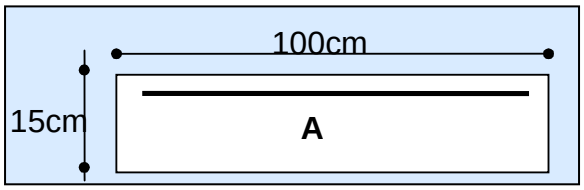
  $V_U = P_U.L + 1,35.G_2$

  $V_U = 12,58 \times 0,9 + 1,35 \times 1,62$

  $V_U = 13,51KN$

- **Ferraillage du balcon (E.L.U.R) :**

  M_U = -8,56 KN.m ; b = 100cm ; d=13 cm



Puisque MU < 0, le ferraillage se trouve dans la partie supérieure de la section.

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{8,56.10^3}{11,33.100.13^2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$B = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2}$$

$$B = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2.0,04}}{2} = 0,98$$

$$\Rightarrow A = \frac{.M_U}{\sigma_S .\beta.d} = 1,93cm^2$$

Condition de non fragilité :

A≥ $A_{min} = 0,23 .b.d..f_{t28} / f_e$ = 1.345 cm^2 **C.V**

Donc, on pend : A = 4T10 / ml $\Rightarrow$ = 3,14 m^2

- **L'espacement :**

  $e \leq$ min (3h, 33 cm) = 33 cm

  On prend : e = 25 cm

- Armatures de répartitions : A_r = A/4 = $\frac{3,14}{4}$ = 0,785cm²

  On prend : A_r = 4 T8 / ml $\Rightarrow$ A_r = 2,01 cm^2

- **Espacement :**

e ≤ min (4h ; 45cm) = 45 cm

On prend : e = 25 cm

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

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 .d}$$

$$\tau_u = \frac{13{,}51.10}{100.13} = 0{,}103MPa$$

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0{,}15.f_{C28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0{,}15.f_{C28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2\text{MPa} \quad \text{(d'après B.A.E.L)}$$

$$\tau_u = 0{,}103MPa \langle \overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0{,}15.f_{C28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2\text{MPa} \qquad \textbf{C. V}$$

$$\tau_u = 0{,}103MPa \langle 0{,}05.f_{c28} = 1MPa \qquad \textbf{C. V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Etat limite de Service :

- **Moment de service :**

$$M_S = \frac{p_s}{p_u}.M_U = \frac{8{,}93}{12{,}58}.8{,}56 = 6{,}076KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

D = 15 A / b = 15 x.3,14 / 100 = 0,471 cm

E= 2.D.d = 2 x 0.471 x 13 = 12,246 cm^2

Y_1 = -D + $\sqrt{D^2 + E}$ = 3,06 cm

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}bY_1^3 + 15A(d - Y_1)^2 = 5608{,}74cm^4$$

$$K = \frac{M_S}{I} = 1{,}083$$

- **Etat limite de compression du béton** :

$$\sigma_b = K.Y_1 = 3{,}31MPa \langle \sigma_b^- = 0{,}6.f_{c28} = 12MPa \qquad \textbf{C. V}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** D'après B.A.E.L91 v2003 Fissuration préjudiciable :

$\sigma_s = 15K(d - Y_1) = 165{,}79MPa$

$\sigma_s = 165{,}79MPa \le \sigma_s^- = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right. = 200MPa$ **C. V**

D'après B.A.E.L91 page 205 on à :

$\frac{h}{L_X} \ge \frac{0{,}75M_X}{20M_X} \Rightarrow \frac{15}{90} = 0{,}16 \rangle \frac{0{,}75.8{,}72}{20.8{,}72} = 0{,}0375$ **C.V**

$\frac{A_X}{b.d} \le \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0{,}0024 \le 0{,}005$ **C.V**

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

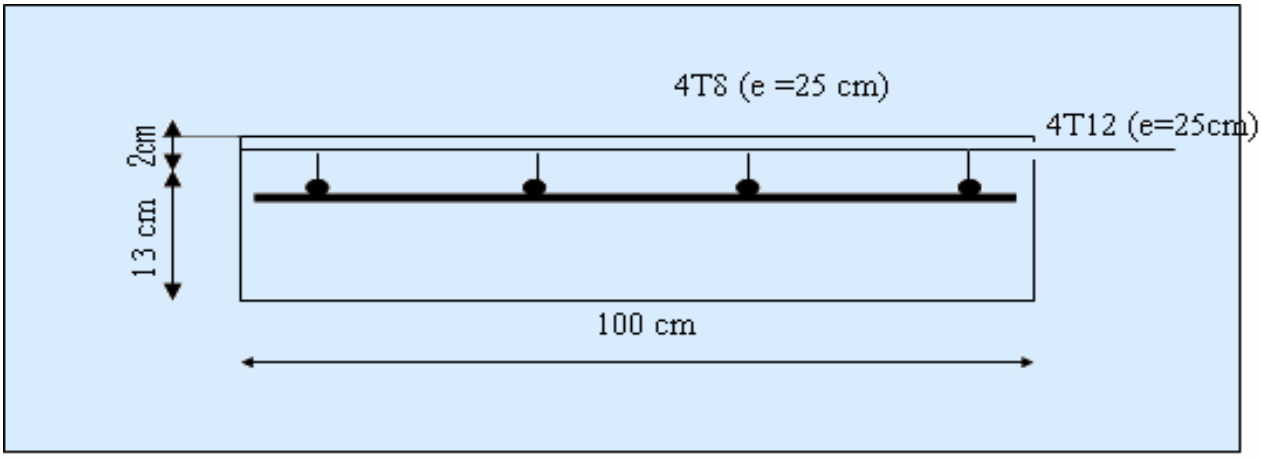


Figure e IV-4 : schémas de ferraillage du balcon

IV-3 Escalier :

IV-3-1 Définition :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à passer d'un niveau à un autre dans une structure comportant plus d'un étage.

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches de largeur « g » appelé giron et de contre marche de hauteur « h » reliant deux marches successives.

La largeur d'un escalier est appelée emmarchement,

La dalle inclinée supportant les marches et contres marches est appelée « paillasses ».

La volée « V »est l'ensemble des marches réunissent deux paliers (palier de départ et palier

d'arrivée).

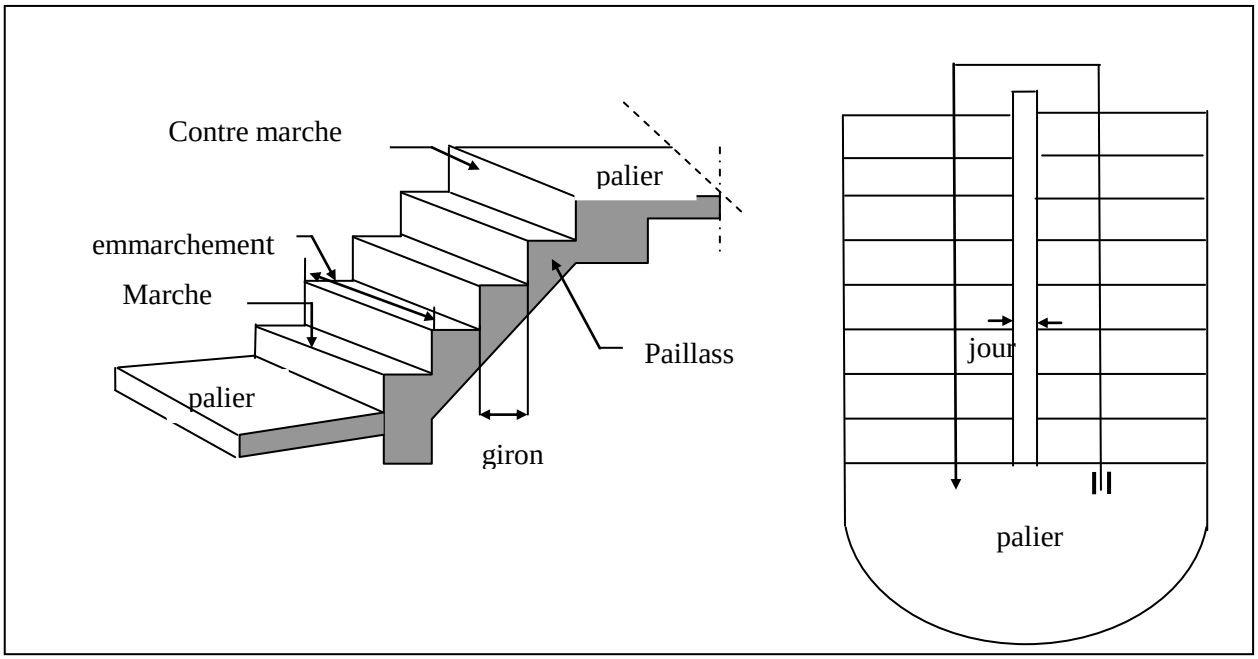
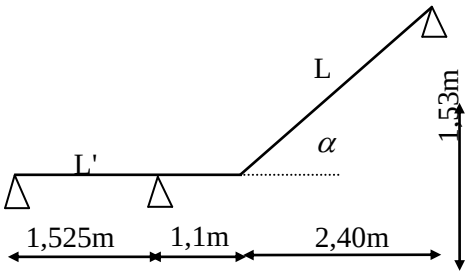


Figure III-9 : schéma de l'escalier

IV-3-2 Dimensionnement :

- **Schéma statique :**



Pour le dimensionnement de la marche « g » et la hauteur de contre marche « h », on utilise la formule de « **BLONDEL** ». $59 \leq g + 2h \leq 64$.

Avec :

n : nombre de contre marches. n -1 : nombre de marches.

n.h=H : Hauteur à monter (n-1). g = L : longueur de la foulée.

$$59 \leq \frac{L}{(n-1)} + \frac{2H}{n} \leq 64$$

$$n^2 - (2H + L + 64)\frac{n}{64} + \frac{2H}{64} \geq 0 \qquad (1)$$

$$n^2 - (2H + L + 59)\frac{n}{59} + \frac{2H}{59} \geq 0 \qquad (2)$$

$$64n^2 - (2H + L + 64)n + 2H \geq 0$$

$$64n^2 - (2(153) + 240 + 64)n + 2(153) = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

n =9

D'où : $\begin{cases} h = \dfrac{H}{n} = 17 \\ g = \dfrac{L}{n-1} = 30cm \Rightarrow g + 2.h = 64 \leq 64 \text{.....} CV \end{cases}$

La condition: $59 \leq g+2h \leq 64$

Epaisseur de la paillasse et du palier :

$$\frac{L_1}{30} \leq ep \leq \frac{L_1}{20}$$

Avec : $L_1 = L' + L$

α =arc tg 1,53/2,40 =32,52°

$L_1 = 1,1+2,4/\cos 32,52 = 3,95 \Rightarrow 13,16cm \leq e_p \leq 19,75cm$

On prend une épaisseur de 15cm

IV-3-3 Calcul des sollicitations :

A \ La paillasse :

- Carrelage horizontale (e=2 cm) 0,02 x 22x1 = 0,44 KN/ml
- Carrelage verticale (e=2 cm) 0,02 x 22x1 = 0,44 KN/ml
- Mortier de pose horizontale(e = 3 cm) 0,03x18x1 = 0,54 KN/ml
- Mortier de pose verticale(e = 3 cm) 0,03x20x1= 0,54 KN/ml
- Poids propre de la paillasse (e=15cm) 0,15x25x1/cos32.52° = 4,44 KN/ml
- Poids des marches 1x0,17x25x1/2 = 2,12 KN/ml
- Garde corps 1x1 = 1 KN/ml
- Enduit de ciment 0.02x18x1 = 0,36 KN/ml

Charge permanente **G_1 = 9,885 KN/ml**

Charge d'exploitation **Q_B= 2,5x1 = 2.50 KN/ml**

Combinaisons des charges :

- **E.L.U.R :** Pu = 1.35G + 1.5Q_B = 1.35x9,885+1.5x2.5 = 17,09KN/ml
- **E.L.S:** Ps = G + Q_B =9,885+2.5 = 12,385 KN/ml

B \ Palier :

- Carrelage (e=2 cm) 0,02 x 22x1 = 0,44 KN/ml
- Mortier de pose (e = 3 cm) 0,03x18x1 = 0,54 KN/ml
- Poids propre de la dalle (e=15cm) 0,15x25x1 = 3,75 KN/ml
- Enduit de ciment 0.02x18x1 = 0.36 KN/ml

Charge permanente **G = 5,09 KN/ml**

Charge d'exploitation **Q_B = 2,5x1 = 2,50 KN/ml**

Charge du mur **Qm**=1,35. 2,71. 2,81=**10,28KN/ml**

Combinaisons des charges :

E.L.U.R : Pu = 1.35G + 1.5Q_B =1,35x5,09+1,5x2.5 =10,62 KN/ml

E.L.S: Ps = G + Q_B = 5,09+2,5 =7,59 KN/ml

- **Schéma statique :**

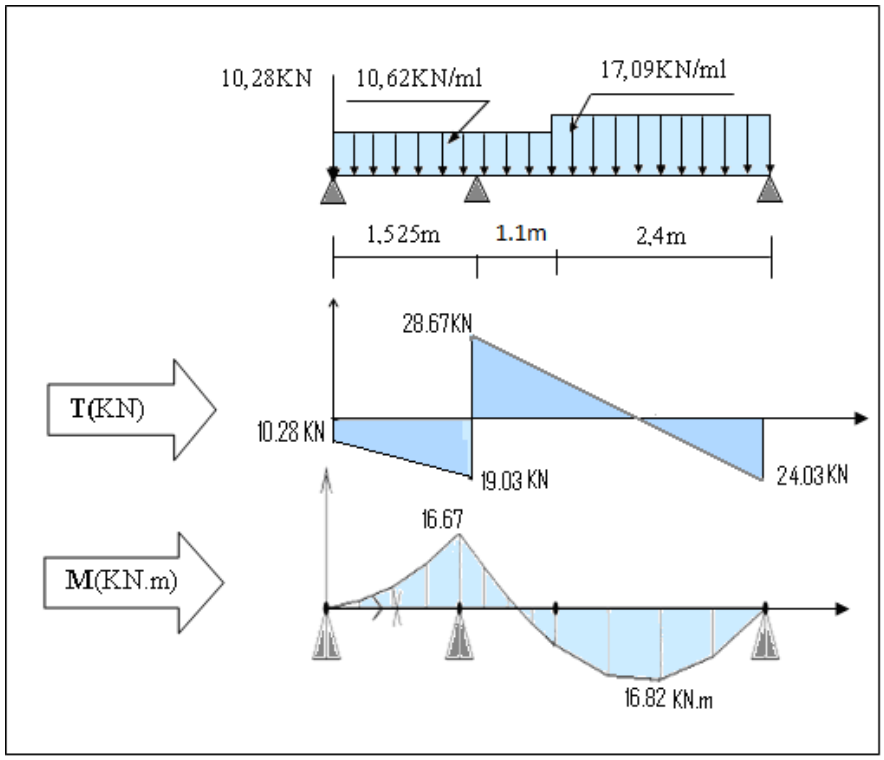


Figure IV-5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à E.L.U.R :

N.B : Pour le calcul on doit réduire les moments car on à des semi-encastrement à la place des appuis simples.

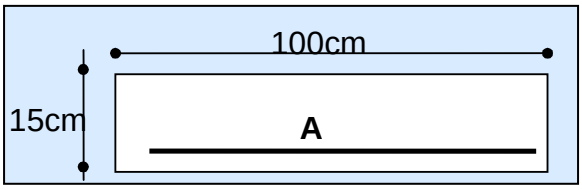
IV-3-4 Le ferraillage à (E.L.U.R) :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

- **En travée :**

M_t=0,8$M_{t\ max}$= 13, 45 KN.m

b =100cm; c =2 cm; d = 13 cm



$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b.b.d^2} = 0{,}07 \langle \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0{,}96$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s.\beta.d} = 3{,}09 cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 .b.d.f_{t28} / f_e = 1,345\ Cm^2 < A_t$ **C.V**

On prend : $A_t = 5T\ 12 / ml = 5,65\ Cm^2$

N.B: Le diamètre choisi ne doit pas dépasser h/10 (h : épaisseur de la paillasse)

- **L'espacement :**

$e \leq \min (3h ; 33cm) = (45cm,33cm) = 33\ cm$

Soit : e =20 cm.

- **Armatures de répartition :**

$A_r = A/4 = 1,41cm^2$

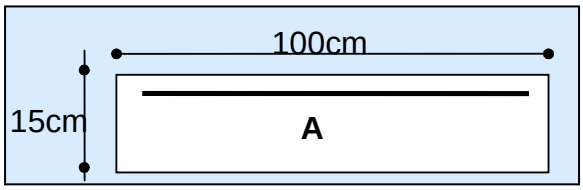
On prend : $A_r = 4\ T8 / ml = 2,01\ cm^2$

- **L'espacement** :

$e \leq \min (4h ; 45cm) = (60cm,45cm) = 45cm$

Soit : e =25cm.

- **sur appui**



$M_a = 0,8.M_a = 13,33$ KN. m

b =100cm ; c =2 cm ; d = 13 cm

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b.b.d^2} = 0,036 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,98$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s.\beta.d} = 2,17cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 .b.d..f_{t28} / f_e = 1,345\ Cm^2 < A$ **C.V**

On peut prendre : $A_a = 5T\ 12 / ml = 5.65\ Cm^2$

L'espacement :

$e \leq \min (3h ; 33cm) = (45cm,33cm) = 33\ cm$

Soit : e =20 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41cm^2$$

On prend : $A_r = 4T8 / ml = 2,01\ cm^2$

- **L'espacement** :

$e \leq \min (4h ; 45cm) = (72cm,45cm) = 45cm$ Soit : e =25cm

IV-3-5 Vérification à l'effort tranchant :

A/- Condition de cisaillement :

Puisque la cage d'escalier se trouve à l'intérieur du bâtiment en considère que la Fissuration est peu nuisible (les armatures ne sont pas exposées aux intempéries) :

$$V_{U\max} = 28{,}67KN$$

$$\tau_u = \frac{28{,}67 \times 10}{100 \times 13} = 0{,}22MPa$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0{,}2.f_{C28}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$$

$$\tau_u = 0{,}22MPa < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2\, f_{C28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2{,}66MPa$$ **C. V**

B/-Armature transversale :

$$\tau_U = 0{,}22MPa \le 0{,}05\, f_{c28} = 1Mpa$$ **C .V**

N.B : les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'aura pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution.

C/-Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

D'après B.A.E.L91 modifie 99 on a :

$V_u \le 0{,}4.a.b_o.f_{c28}/\gamma_b = 0{,}4.0{,}9.18.100.20.10^{-1}/1.5$ avec : a=0.9d

$V_u = 28{,}67\ KN \le 864\ KN$ **C. V**

IV-3-6 Etat limite de service E.L.S : fissuration peu nuisible

-Calcul des contraintes :

- **En travée :**

$$M_S = \frac{P_S}{P_U} M_U = \frac{12{,}385}{17{,}09} x16{,}82 = 12{,}19KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

D = 15 A / b = 0,847 cm E= 2.D.d = 22,035cm^2

Y = -D + $\sqrt{D^2+E}$ = 3,92 cm

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15A(d - Y_1)^2 = 8999{,}74cm^4$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$K = \frac{M_S}{I} = 1{,}35$$

$$\sigma_b = K.Y_1 = 1{,}35x3{,}92 = 5{,}292MPa \ \langle \ \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 12MPa$$ **C.V**

$\Rightarrow$ Les armatures déterminées à l'E.L.U.R sont convenables.

- **Sur appui :**

$$\text{M}_{\text{a ser}} = \frac{P_S}{P_U}.M_U = \frac{12{,}385}{17{,}09}x16{,}67 = 12{,}08KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

D = 15 A / b = 1,017 cm E= 2.D.d = 26,442 cm^2

Y = -D + $\sqrt{D^2+E}$ =4,22 cm

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15A(d - Y_1)^2 = 10344{,}93cm^4$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$K = \frac{M_S}{I} = 1{,}167$$

$$\sigma_b = K.Y = 1{,}167x4{,}22 = 4{,}924MPa \le \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 12MPa$$ **C.V**

Donc Les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

N.B:

- Les fissurations est peu nuisible donc aucune vérification a faire pour les armatures
- Le ferraillage de la poutre palière a été fait en considérant cette dernière comme étant un élément résistant; donc on a érigé ces éléments au logiciel SAP2000 ; les armatures de ces poutres sont données dans le chapitre 6.

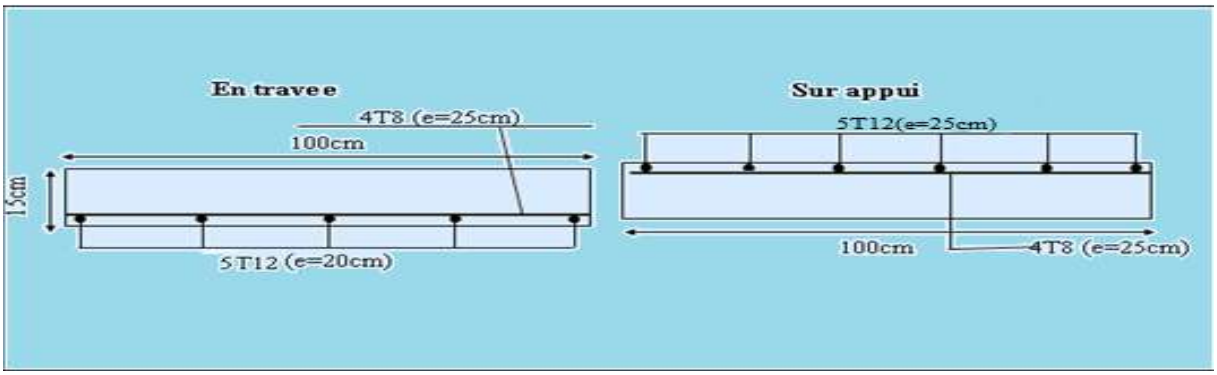


Figure IV-6: schéma de ferraillage du l'escalier

IV- 4-Dalle palière:

Palier de repos:

$$\rho=\frac{L_X}{L_Y}=0,84>0\ ,4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens, alors la méthode utilisée pour le calcul des moments est la méthode des lignes de ruptures.

$$\frac{L_y}{40}\le e_P\le\frac{L_y}{30}\Rightarrow 7,75\le e_P\le 10,33$$

On prend $e_P=15cm$

Charge permanente

- Poids propres de la dalle	e=15cm	0,25x15=3,75 KN/m²
- Carrelage	e=2cm	0,02x22=0,44 KN/m²
- Mortier de pose	e=3cm	0,03x18= 0,54 KN/m²
- Enduit de ciment	e=2cm	0,02x18=0,36 KN/m²

G = 5,09KN/m²

Surcharge : **Q = 2,5KN /m²**

Le calcul ce fait pour une bande de1ml

P_U =(1,35G+1,5Q)x1ml=10,62KN/ml

P_S = (G+Q)x 1ml = 7,59 KN/ml

$$\frac{L_x}{L_y}=0,84\quad\Rightarrow\quad\begin{cases}B_y=0,68\\K_x=K'_x=0,84\\K_y=K'_y=0,84\end{cases}$$

Les coefficients (β,K_x,K_Y,K'_Y) sont données par le tableau suivant :

L_X / L_Y	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
B_y	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	,08	1
K_x ; k'_x	0,64	0,68	0,7	0,75	0,8	0,9	1
K_y ; K'_y	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1

$$M_x=\frac{P.L_x^{\,2}\left(3L_y-L_x\right)/12}{\left(2+K_x^{'}+K_y\right).L_y+\left(2\beta_y+K_y+K_y^{'}\right).L_x}=1,72KN.m$$

$$\begin{cases} M_y = \beta_y . M_x = 0,76 \text{ KN.m} \\ \overline{M}_x = K_x . M_x = 1,24 \text{ KN.m} \\ \overline{M}_y = K_y . M_x = 1,1 \text{ KN.m} \\ \overline{M}'_x = K'_x . M_x = 1,24 \text{ KN.m} \\ \overline{M}'_y = K'_y . M_x = 1,1 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \quad \overline{M}_y = \overline{M}'_y \quad ; \quad \overline{M}_x = \overline{M}'_x$$

Ferraillage du palier de repos à l'E.L.U.R:

b=100cm ; d=13cm ; h=ep=15cm

- **En travée:**

Sens X : M_X = 1,72 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b . b . d^2} = 0,00898 \langle \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

B=1.004 $\Rightarrow$ A_x=0,38cm^2

Condition de non fragilité:

$$A_{x\,min} = \rho_0 \frac{3-\alpha}{2} . b . d = 1,23 cm^2 \rangle A(C.N.V)$$

Avec : ρ_0=0,8‰

α =0,84

Donc, on prend : $A_X = A_{min}$ = 1,123 cm^2

Soit : 4T10 =3,14cm^2

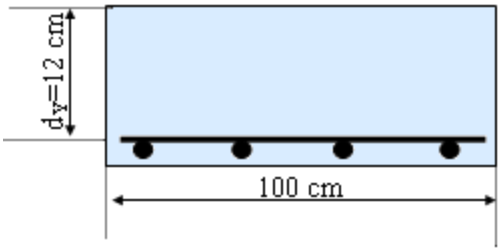
- **L'Espacement :**

$e \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$

On prend e=25 cm

Sens Y :

M_Y = 0,76 KN.m ; b = 100 cm



$$\mu = \frac{M_Y}{\sigma_b.b.d^2} = 0{,}0047 \langle \mu_l = 0{,}392 \qquad \Rightarrow A'=0$$

$$\beta = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1+2\mu}}{2} = 0{,}99$$

$$A_y = \frac{M_y}{d_y.\sigma_s.\beta} = 0{,}183 cm^2 \qquad \text{Avec : } d_y = d_x - (\frac{\phi_x + \phi_y}{2})$$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \rho_0.b.d$ = 1,04 cm² > A_y **C.N.V**

Donc, on prend : $A_y = A_{min}$ = 1,04 cm²

Soit A_y = 4 T 10 = 3,14 cm²

- **L'espacement :**

$e \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$ On prend : e = 25 cm.

- **Sur appui :**

Sens X :

$\overline{M}_X$ = 1,24KN.m ; b = 100cm ; dx = 13cm

$$\mu = \frac{\overline{M}_X}{\sigma_b.b.d^2} = 0{,}0064 \langle \mu_l = 0{,}392 \qquad \Rightarrow A'=0$$

β=0,99

$$\overline{A}_x = \frac{\overline{M}_X}{d_x.\sigma_s.\beta} = 0{,}276 cm^2$$

- **Condition de non fragilité :** BAEL 91 modifiée 99

$\overline{A}_{min} = \rho_0 \frac{3-\alpha}{2}.b.d$ = 1, 23 cm² > $\overline{A}_x$ **C.N.V**

Donc, on prend : $\overline{A}_x = A_{min}$ = 1,123 cm²

Soit $\overline{A}_x$ = 4T 10 = 3,14 cm²

- **L'espacement :**

$e \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$

On prend : e = 25 cm

Sens Y :

$\overline{M}_y = \overline{M}'_y = 1{,}1$ KN.m b = 100cm, d_Y = 12 cm

$\mu = \dfrac{\overline{M}_X}{\sigma_b.b.d^2} = 0{,}0067 \langle \mu_l = 0{,}392$ $\Rightarrow$A'=0

B=0,99

$\overline{A}_y = \dfrac{\overline{M}_y}{d_y.\sigma_s.\beta} = 0{,}266 cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = \rho_0.b.d$ = 1,04 cm^2 > $\overline{A}_y$ **C.N.V**

Donc, on prend : $\overline{A}_y = A_{\min}$ = 1,04 cm^2

Soit $\overline{A}_y$ = 4 T 10 = 3,14 cm^2

- **L'espacement :**

$e \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$ On prend : e = 25 cm.

- **Vérification de l'effort tranchant :** D'après B.A.E.L91

L'effort tranchant est donné par la formule suivante :

V=max (V_1, V_2) avec

$V_1 = \dfrac{PL_X}{2}\left(\dfrac{L_Y^4}{L_Y^4 + L_X^4}\right) = 9{,}05KN$ $V_2 = \dfrac{4\left(M_X + \overline{M}_X\right)}{L_X} = 5{,}92KN$

Donc : V = 9,05KN

La contrainte tangentielle :

$\tau_u = \dfrac{V_u}{b.d} = 0{,}069Mpa$

Fissuration peu nuisible:

$\overline{\tau} \leq \min(\dfrac{0{,}2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa)$

$\overline{\tau} \leq 2{,}66Mpa$

$\overline{\tau} \leq 2{,}66Mpa \succ \tau_u = 0{,}070Mpa$ (CV)

$\tau_U = 0{,}07Mpa \leq 0{,}05 f_{c28} = 1Mpa$ **C .V**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Etat limite de service E.L.S :

$$M_S = \frac{P_S}{P_U} M_U = \frac{7,59}{10,62} x1,72 = 1,23KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

D = 15 A / b = 0,471 cm E= 2.D.d = 12,24 cm^2

Y= -D + $\sqrt{D^2+E}$ = 3 ,06 cm

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15A(d - Y_1)^2 = 5608,73cm^4$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$K = \frac{M_S}{I} = 0,22MPa/cm$$

$$\sigma_b = K.Y = 0,22x3,06 = 0,67MPa \langle \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 12MPa$$ **C.V**

- **Etat limite d'ouverture des fissures:**

σ_s=15.K.d_y=39,6 MPa

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{c28}}\right) = 200\text{MPa}$$ **C.V**

- **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_x}{20.M_x} \Rightarrow \frac{15}{200} = 0,075 > \frac{0,75M_X}{20M_X} = 0,0375$$ **C.V**

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100.13} = 0,002 \leq \frac{2}{400} = 0,005$$ **C.V**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{200} = 0,075 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$$ **C.V**

Puisque les conditions sont vérifiées ; le calcul de la flèche n'est pas nécessaire:

IV-4 Le plancher

IV-4-1 Introduction :

Généralement Les planchers supportent les charges verticales dues à la charge permanente et à la surcharge d'exploitation.

Le plancher une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Porte les charges et les surcharges du bâtiment ;
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux ;
- Assure l'étanchéité dans les salles d'eau ;

Le choix de plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution ;
- Economique ;
- Plus légère que la dalle pleine ;

Pour notre structure on à un plancher à corps Creux, les poutrelles sont disposées à la sollicitation suivante : S= 1,35G+1,5Q

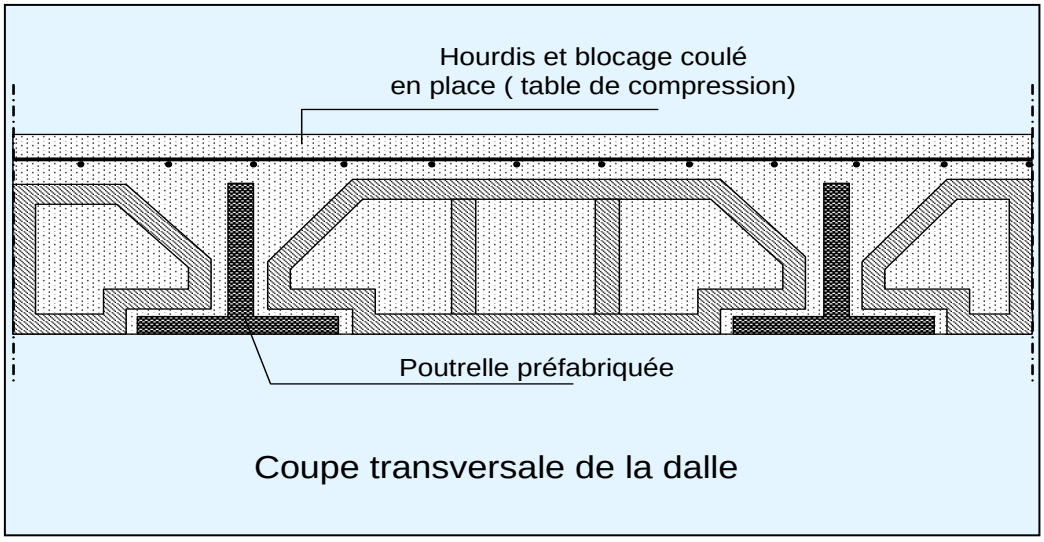


Figure IV-7 coupe transversale de la dalle

4-2-Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées, de corps creux et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

- **Epaisseur du plancher :**

$$h \geq \frac{L}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44$$

On prend: $h_t = 20$ cm

$h_t = h_0 + e$

Avec: e:épaisseur de corps creux.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

On a en pratique du corps creux de 16cm $\Rightarrow h_0 = 4$cm

IV-4-3 Etude des poutrelles :

IV-4-3-1 Dimensionnement des poutrelles :

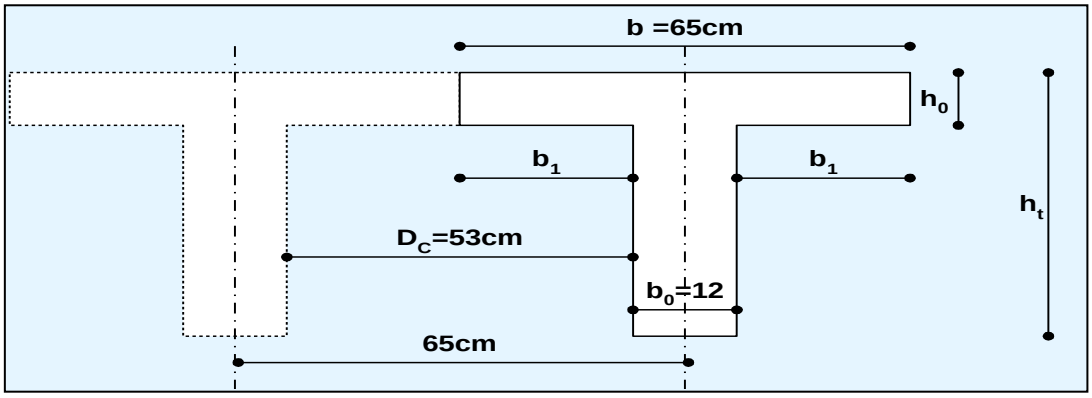


Figure IV-8 : Dimensionnement des poutrelles

- **La hauteur de la de la poutrelle :**

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$ BAEL91 modifiée 99

L : La portée de la poutrelle entre nus d'appuis.

L =3,35 m

Donc : 13,4cm < h_t < 16,75cm Donc on prend : $h_t = 20$ cm

Epaisseur du corps Creux : e = 16 cm

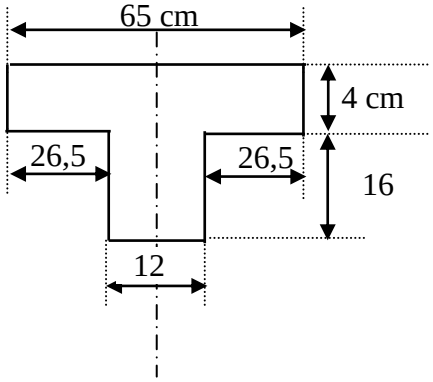
Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 4$ cm

- **La largeur de la poutrelle :**

$b = b_0 + 2\,b_1$ avec : $b_0 = 12$ cm

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $D_C = 53$ cm

$$b_1 \le \min\begin{cases} \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26.5cm \\ \frac{L}{10} = \frac{335}{10} = 33{,}5cm \\ (6\,à\,8).h_0 = 24\,à\,32cm \end{cases}$$



On prend : $b_1 = 26{,}5$ cm

D'où $b = 2(26{,}5)+12=65$ cm

IV-4-3-2 Calcul des efforts dans la poutrelle :

A/-Chargement :

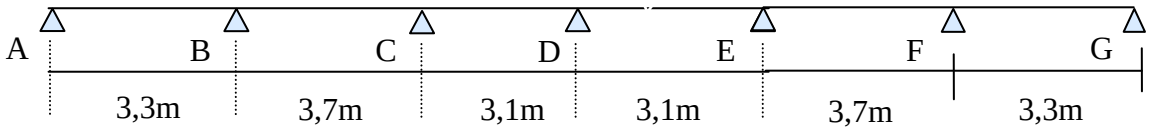
Plancher terrasse :

Charge permanente : $G_T = 6{,}48$ KN/m^2

Surcharge d'exploitation : $Q_T = 1$ KN/m^2

$P_U = 1{,}35.G_T.b + 1{,}5.Q_T.b = 6{,}64$ KN/ml b=65 cm

$P_S = G_T.b + Q_T.b = 4{,}86$ KN/ml



B/-Méthode de calcul :

Pour le calcul du plancher on choisit entre la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot

L'application de la méthode forfaitaire exige la vérification des conditions suivantes :

1- $Q_t = 1KN/m^2 \le \max(2.G_T = 2x6{,}48.,5KN/m^2) = 12{,}96KN/m^2$ **C.V**

2-Inertie constante dans les différentes travées en continuité. **C.V**

3-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 **C.V**

4-pour ce qui est de la quatrième condition la fissuration peut nuisible

Donc toutes les conditions sont vérifiées $\Rightarrow$ La méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode forfaitaire:

D'après BAEL91 v2003, elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appui à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale

du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considéré.

Pour le calcul du moment en travée, on applique les formules suivantes:

$$\begin{cases} M_t \geq \max(1.05M_0,\ (1+0.3\alpha)M_0) - \dfrac{M_w + M_g}{2} = 1{,}05xM_0 - \dfrac{(M_w + M_g)}{2} \\ M_t \geq (1+0.3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \qquad \textit{dans une travée intermediaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \qquad \textit{dans une travée de rive} \end{cases}$$

Calcul des constantes :

- $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q} = \dfrac{1}{1+6{,}48} = 0{,}133$
- $1+0{,}3\alpha = 1{,}04$ $\max(1+0{,}3\alpha\ ;1{,}05)=1{,}05$
- $\dfrac{1+0{,}3\alpha}{2} = 0{,}52$
- $\dfrac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} = 0{,}62$
- $M_0 = \dfrac{qL^2}{8}$

M_w et M_e :les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) dans la travée considéré.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considéré.

C/-Calcul des moments :

C-1- Moments isostatiques:

$$M_{0_{AB}} = M_{0FG} = \frac{P_u.L_1^2}{8} = \frac{6{,}64\times(3{,}3)^2}{8} = 9{,}04KN.ml$$

$$M_{0_{BC}} = M_{0EF} = \frac{P_u.L_2^2}{8} = \frac{6{,}64\times(3{,}7)^2}{8} = 11{,}36KN.ml$$

$$M_{0_{CD}} = \mathrm{M}_{0DE} = \frac{P_u.L_3^2}{8} = \frac{6{,}64\times 3{,}1^2}{8} = 7{,}97KN.ml$$

C-2- Moment sur appuis:

- **appuis de rive:**

$$M_A = 0{,}2M_0 = 1{,}808KN.ml$$

$$M_G = 0,2M_0 = 1,808KN.ml$$

- **appuis intermédiaires:**

$$M_B = 0.5 \times \max\left(M_{0_{AB}} \quad M_{0_{BC}}\right) = 5,68KN.ml$$
$$M_C = 0.4 \times \max\left(M_{0_{BC}} \quad M_{0_{CD}}\right) = 4,544KN.ml$$
$$M_D = 0.4 \times \max\left(M_{0_{CD}} \quad M_{0_{DE}}\right) = 3,188KN.ml$$
$$M_E = 0.4 \times \max\left(M_{0_{DE}} \quad M_{0_{EF}}\right) = 4,544KN.ml$$
$$M_F = 0.5 \times \max(M_{0_{EF}}, M_{0_{FG}}) = 5,68KN.ml$$

3. Les moments en travées :

- **Travée AB, FG**

$$M_{t_{AB}} \geq \max\left[(1,05.9,04); (1+0,3.0,133)9,04\ \right] - \frac{1,808+5,68}{2}$$
$$M_{t_{AB}} \geq \max\left[9,492; 9,4\ \right] - 3,744 = 5,748KN.m$$
$$M_{t_{AB}} \geq \frac{1,2+0,3.0,133}{2} \times 9,04 = 5,604KN.m$$

On prend : $M_{t_{AB}} = 5,748KN.ml = M_{t_{FG}}$

- **Travée BC, EF :**

$$M_{t_{BC}} \geq \max\left[(1,05.11,36); (1+0,3.0,133)11,36\ \right] - \frac{5,68+4,544}{2}$$
$$M_{t_{BC}} \geq \max\left[11,93; 11,81\ \right] - 5,112 = 6,818KN.m$$
$$M_{t_{BC}} \geq \frac{1+0,3.0,133}{2} \times 11,36 = 5,906KN.m$$

On prend : $M_{t_{BC}} = M_{t_{EF}} = 6,818KN.ml$

- **Travée CD ; DE:**

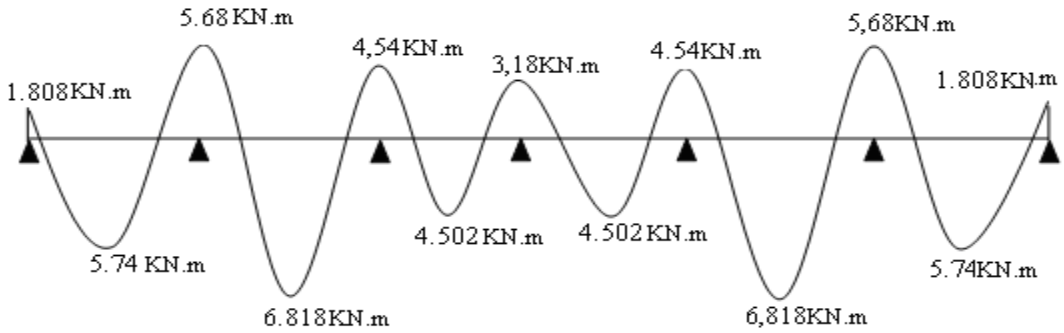
$$M_{t_{CD}} \geq \max\left[(1,05.7,97); (1+0,3.0,133)7,97\ \right] - \frac{4,544+3,188}{2}$$
$$M_{t_{CD}} \geq \max\left[8,368; 8,288\ \right] - 3,866 = 4,502KN.m$$
$$M_{t_{CD}} \geq \frac{1+0,3.0,133}{2} \times 7,97 = 4,14KN.m$$

On prend : $M_{t_{CD}} = M_{t_{DE}} = 4,502KN.ml$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

TRAVEE	APPUIS	L (M)	P_u (KN/ML)	M_0	M_a (KN.ML)	M_t (KN.ML)
AB	A/B	3,3	6,64	9,04	1,808 /5,68	5,748
BC	B/C	3,7	6, 64	11,36	5,77 / 4,544	6,818
CD	C/D	3,1	6, 64	7,97	4,544 / 3,188	4,502
DE	D/E	3,1	6, 64	7,97	3,188 / 4,544	4,502
EF	E/F	3,7	6, 64	11,36	4,544/ 5,77	6,818
FG	F/G	3,3	6, 64	9,04	5,68 / 1,808	5,748

Diagramme des moments :



2. Efforts tranchants

$$a = \frac{L}{1+\sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \qquad b = \frac{L}{1+\sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

$$V_w = -2\frac{M_w + M_t}{a} \qquad V_e = 2\frac{M_e + M_t}{b}$$

Travée AB :

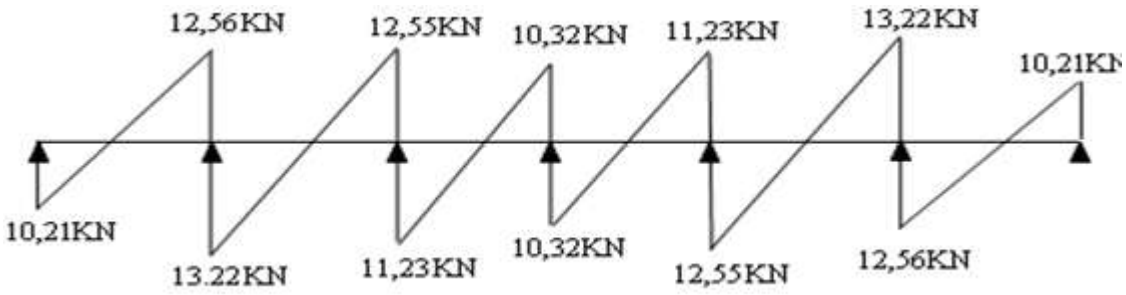
$$a = \frac{3,3}{1+\sqrt{\frac{5,68+5,748}{1,808+5,748}}} = 1,48 \qquad b = \frac{3,3}{1+\sqrt{\frac{1,808+7,748}{5,68+5,748}}} = 1,82$$

$$V_w = -2 \times \frac{1,808+5,748}{1,48} = -10,21KN \qquad V_e = 2 \times \frac{5,68+5,748}{1,82} = 12,56KN$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant:

TRAVEE	APPUIS	L(M)	M_w	M_e	M_t	A	B	V_w	V_e
AB	A/B	3,3	1,808	5,68	5,748	1,48	1,82	-10,21	12,56
BC	B/C	3,7	5,68	4,544	6,818	1,89	1,81	-13,22	12,55
CD	C/D	3,1	4,544	3,188	4,502	1,61	1,49	-11,23	10,32
DE	D/E	3,1	3,188	4,544	4,502	1,49	1,61	-10,32	11,23
EF	E/F	3,7	4,544	5,68	6,818	1,81	1,89	-12,55	13,22
FG	F/G	3,3	5,68	1,808	5,748	1,82	1,48	-12,56	10,21

Diagramme de l'effort tranchant:



IV-4-3-3 Ferraillage des poutrelles à l'E.L.U.R :

$M_{t\max} = 6,818KN.m$

$M_{a\max} = 5,68KN.m$

$T_{\max} = 13,22KN$

- **En travée:**

$M_t > 0 \Rightarrow$ On calcule M_f Moment dans la table :

$$M_0 = \sigma_{bc}.b.h_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 11,33 \times 65 \times 4\left(18 - \frac{4}{2}\right)10^{-3} = 47,13KN.m \rangle M_t = 6,818KN.m$$

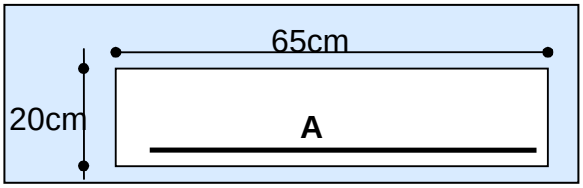
Donc : L'axe neutre passe par la table de compression.

La section en T est à calculer comme une section rectangulaire (65×20) cm²

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{6{,}818 \times 10^3}{11{,}33 \times 65(18)^2} = 0{,}028 \langle \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1-2\times 0{,}028}}{2} = 0{,}985$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s . \beta . d} = \frac{6{,}818 \times 10^3}{348 \times 0{,}985 \times 18} = 1{,}105 cm^2$$



- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0{,}23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23.65.18.\frac{1{,}8}{400} = 1{,}21 cm^2$$

$$A = 1{,}21 cm^2$$

On prend : A=3T10= 2,36 cm²

- **Sur appui:**

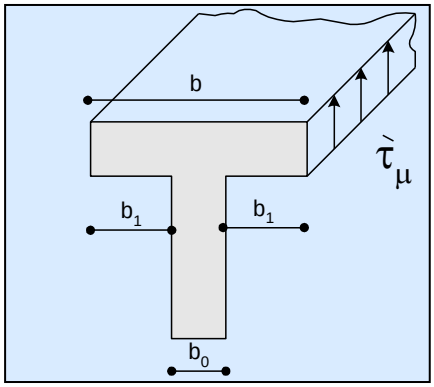
$M_a = -5{,}68 KN.m \langle 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure ; la table est dans la zone tendue,

On le calcule comme une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{5{,}68 \times 10^3}{11{,}33.12(18)^2} = 0{,}129 \langle \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1-2\times 0{,}129}}{2} = 0{,}93$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s . \beta . d} = \frac{5{,}68 \times 10^3}{348 \times 0{,}93 \times 18} = 0{,}975 cm^2$$



- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0{,}23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23.12.18.\frac{1{,}8}{400} = 0{,}223 cm^2$$

$$A_{\min} \langle A_{adoptee} = 0{,}975 cm^2$$

On prend : A=1T12=1.13 cm²

IV-4-4 Diamètre des armatures transversales :

A/- Contraintes tangentielle:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13{,}22 \times 10}{12 \times 18} = 0{,}612 Mpa$$

Fissuration peu nuisible:

$$\tau \le \bar{\tau} = \min(\frac{0{,}2\, f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa)$$

$$\bar{\tau} = 2{,}66 Mpa$$

$$\bar{\tau} = 2{,}66 Mpa \succ \tau_u = 0{,}612\ Mpa.....(CV)$$

B/- Diamètre des Armatures transversales :

$$\phi \le \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5.71mm \\ \phi_{L_{\min}} = 10mm \\ \frac{b_0}{10} = \frac{120}{10} mm = 12mm \end{cases} \qquad on \quad prend: \quad \phi_t = 6mm$$

- **L'espacement d'Armatures transversales :**

$$S_t \le \min\left(\frac{0{,}8\, f_e . A_t}{b_0(\tau_u - 0{,}3 f_{t28})}, 0.9d, 40cm \right) avec: \quad f_e = 235MPa$$

$$S_t \le \min(0.9d = 16{,}2; 27{,}77; 40cm) \Rightarrow S_t \le 16.2cm$$

on prend : S_t = 15 cm

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t . f_e}{b_0 . S_t} = \frac{0.57 \times 235}{12 \times 15} = 0.74 > 0.4Mpa \qquad (CV)$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis.

Ce sont les zones où les efforts sont transmis sur les appuis ou sur une zone quelconque de la poutre.

Appui de rive: on a deux vérifications à faire.

a- <u>vérification des armatures longitudinales :</u>

$$A_s \ge \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s}$$ où H est la force horizontale = 0

$$1{,}21\text{cm}^2 \geq \frac{(13{,}22+0)\times 10}{400/1{,}15} = 0{,}38cm^2 \qquad \textbf{C.V}$$

b- vérification à la compression du béton :

$$V_u \leq 0.4..a.b_0.f_{c_{28}}/\gamma_b \qquad avec: \qquad a = 0.9.d = 16.2$$

$$V_u \leq 0{,}4\times 16{,}2\times 12\times 20/1{,}15\times 10 = 103{,}68KN \qquad (C.V)$$

Vérification de la section d'armatures inférieures

Soit A_{fni} section d'armatures longitudinales

$A_{inf} = \frac{\gamma_s}{f_e}(V_u + F)$ avec : $F = \frac{-M}{0{,}9d}$:l'effort de compression

V_u =13,22KN: effort de traction

Far = la force d'arrachement

M_u =-5,68 KN.ml

$$Far = V_u + \frac{M_u}{0{,}9d} = 13{,}22 - \frac{5{,}68.10^2}{16{,}2} = -21{,}84\langle 0 \Rightarrow F\rangle V_u$$

Les armatures inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction, donc aucune vérification n'est à effectuer.

IV-4-5 Vérification de la liaison de la table de compression à la nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{1{,}8.b.d.h_0} = \left(\frac{13{,}22(65-12)}{1{,}8\times 65\times 18\times 4}\right).10 = 0{,}83MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2MPa$$

$$\tau_u = 0{,}83MPa < \bar{\tau}_u = 2MPa \qquad \textbf{C. V}$$

IV-4-6 Etat limite de Service :

◆En travée :

- **Moment de service :**

  La charge à l'ELS est :

  $P_s = 4{,}86KN/ml$

La relation rapide des moments en service donne :

$$M_s = \frac{p_s}{p_u}.M_u = \frac{4,86}{6,64}.6,818 = 5KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

d=18cm b=65cm A=2.36 cm^2

D = 15 A / b = 0.54 E= 2.D.d = 19.60cm^2

Y= -D + $\sqrt{D^2+E}$ = 3 ,06 cm

$\Rightarrow$ Donc l'axe neutre passe par la table de compression.

On prend une section rectangulaire (65×20) cm²

$$y = \frac{15A}{b}\left[\sqrt{1+\frac{b.d}{7,5A}}-1\right] \qquad y_1 = 3,92 \ \ cm$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}.b.Y_1^3 + 15.A.(d-Y_1)^2 = \frac{12(3,92)^3}{3} + 15.2,36(18-3,92)^2 = 8323,04cm^4$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{5x100}{8323,04} = 0,06KN/cm^3$$

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0,06\times 3,92\times 10 = 2,352MPa < \overline{\sigma}_b = 0,6\,f_{c28} = 12MPa$$ **C.V**

◆**Sur appui :**

- **Moment de service :** la relation rapide des moments en service donne :

$$M_s = \frac{p_s}{p_u}.M_u = \frac{4,86}{6,64}\times 5,68 = 4,16KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

d=18cm b=65cm A=1.13cm^2

D = 15 A / b = 0.26 E= 2.D.d = 9.38cm^2

Y= -D + $\sqrt{D^2+E}$ = 2.81 cm

l'axe neutre passe par de la table de compression

On étudie une section rectangulaire (65×20)cm²

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}.b.Y_1^3 + 15.A.(d - Y_1)^2 = 4391.67cm^4$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$K = \frac{M_S}{I} == 0{,}094KN/cm^3$$

$$\sigma_b = K.Y_1 = 2{,}64MPa < \overline{\sigma}_b = 12MPa \qquad \text{C. V}$$

Donc les armatures calculées à l' E.L.U.R sont convenables.

IV-4-7 L'état limite de déformation du béton : B.A.E.L91 modifié 99

On doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22{,}5} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0{,}054 > 0{,}044 \qquad \textbf{C. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0{,}054 > \frac{6{,}88}{10 \times 11{,}36} = 0{,}04 \qquad \textbf{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{1{,}21}{12.18} = 0{,}006 \leq \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009 \qquad \textbf{C.V}$$

Puisque les conditions sont vérifiées ; le calcul de la flèche n'est pas nécessaire:

Les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

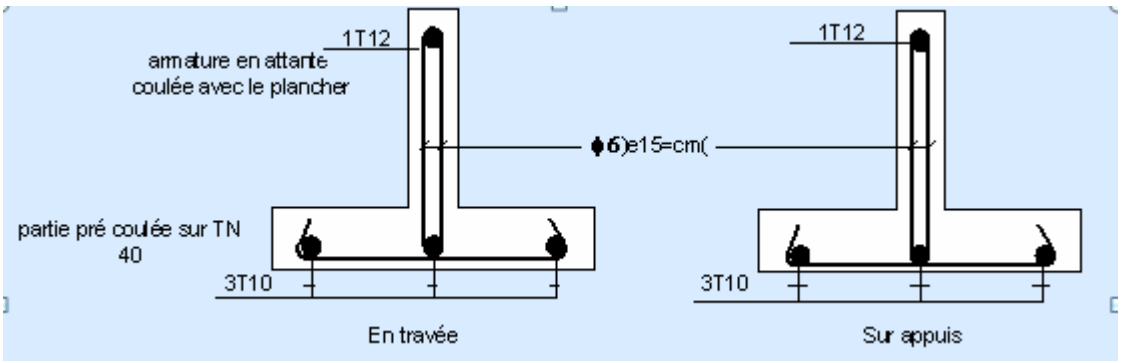


Figure IV-9 : ferraillage des poutrelles

IV-4-8 Armatures de la table de compression :

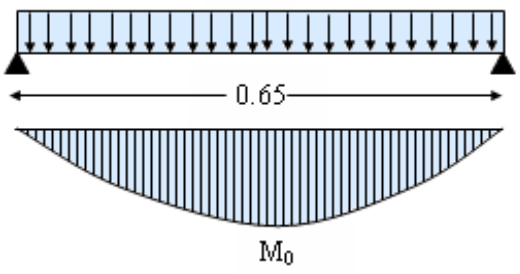
1-Evaluation des charges :

La charge permanente :

Protection gravillon	0,05x18=0,9 KN/m²
Etanchéité multicouche	0,02x6 =0,12 KN/m²
Béton en pente	0,1x22=2,2 KN/m²
Film polyane	= 0,1 KN/m²
Isolation thermique	0,04x4= 0,16 KN/m²
Poids propre	0,04x25 =1,00 KN/m²
	G = 4,48 KN /m²
La surcharge :	**Q = 1.00 KN/m²**

- **Les combinaisons des charges :**

P_u=1,35.G+1,5.Q=7,55 KN/ml P_s= G+Q = 5,48 KN/ml



- **Calcul des moments :**

$$M_0 = \frac{Pu.l^2}{8} = \frac{7,55x0,65^2}{8} = 0,398KN.m$$

M_t= 0,8.M_0 = 0,8x0,398= 0,318 KN.m

M_a= 0,2.M_0 = 0,2.0,398= 0,079 KN.m

2-Calcul des armatures :

◆ **En travée :**

Mt = 0,318 KN.m ; FeE235; b=100cm ; c=2cm

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b.b.d^2} = 0,07 < 0,1$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1,15} = 204MPa$ $\Rightarrow$ $A = \frac{1,07M_t}{\sigma_S.d} = 0,83Cm^2$

Condition de non fragilité : B.A.E.L91 modifié 99

$A_{min}=\frac{4.L}{f_e}=\frac{4.0,65}{235}.10^2=1,106cm^2 > A=0,83cm^2$ **C.N.V**

On prend $A=A_{min}=1,106cm^2$ Soit : $A= 6Ø5=1,18cm^2$

Armature de répartition :

$A_r=\frac{A}{2}=0,59cm^2$ Soit : $A_r= 4Ø5=0,79cm^2$

◆**Sur appui :**

Ma = 0,079 KN.m ; FeE235; b=100cm ; c=2cm

$\mu=\frac{M_t}{\sigma_b.b.d^2}=0,017<0,1$ σ_s =204 MPa

$A=\frac{1,07M_t}{\sigma_S.d}=0,207Cm^2$

Condition de non fragilité : d'après B.A.E.L91

$A_{min}=\frac{4.L}{f_e}=\frac{4.0,65}{235}.10^2=1,106cm^2 > A=0,207cm^2$

On prend $A=A_{min}=1,106cm^2$

Soit : $A= 6Ø5=1,18cm^2$

- **Armature de répartition :** d'après B.A.E.L91

$A_r=\frac{A}{2}=0,59cm^2$ Soit : $A_r= 4Ø5=0,79cm^2$

- **Armature transversale :**

$\tau_u=\frac{Vu}{b.d}=\frac{Pu.L}{2.b.d}=\frac{7,55x0,65.10}{2.100.2}=0,122MPa$

$\bar{\tau}u=\min(\frac{0,15.fc28}{\gamma_b};4MPa)=2MPa$

$\tau_u=0,122MPa\langle\bar{\tau}_u=2\text{MPa}$ **C. V**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'état limite de service :

$$Ms = \frac{p_s}{p_u} M_u = 0{,}23 KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

  D = 15 A / b = 0,177 cm E= 2.D.d = 0,708 cm^2 $Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$ = 0,68 cm

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}.b.Y_1^3 + 15.A.(d - Y_1)^2 = 41{,}32 cm^4$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{0{,}230.10^3}{41{,}32} = 5{,}56$$

$$\sigma_b = K.Y_1 = 3{,}78 MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6.f_{C28} = 12 MPa$$ **C. V**

- **Etat limite de fissuration du béton :** fissuration préjudiciable

$$\sigma_S = 15.K.(d - Y_1) = 99{,}2\ MPa < \overline{\sigma}_S = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 187 MPa$$ **C.V**

Les armatures calculées à L'E.L.U.R sont convenables.

N.B : Pour faciliter le ferraillage en travée et sur appui, on utilise un treillis soudé TLE520 (∅ =5 mm) dont les dimensions des mailles sont (200 x 200) mm^2; ce TS existe sur le marché.

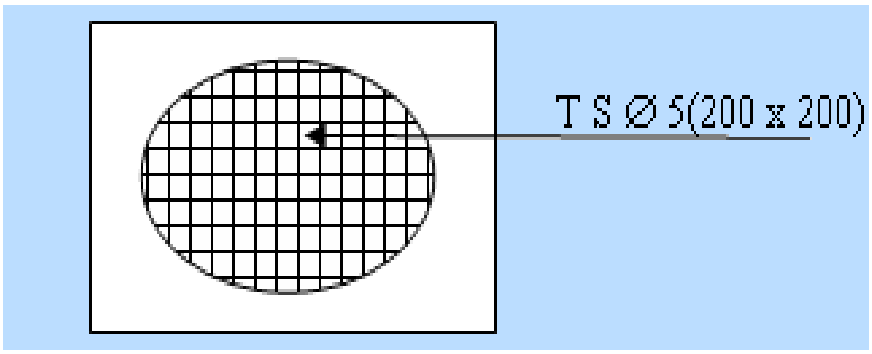


Figure IV-10 : ferraillage de la dalle de compression

VII-Ferraillage des éléments structuraux

(Poutres – poteaux – voiles)

VII-1 Ferraillage des poutres

VII-1-1 Introduction :

Les poutres sont des éléments qui transmettent les charges des planchers aux poteaux, elles sont soumises au moment fléchissant et un effort tranchant, donc leurs ferraillage se calcul en flexion simple BAEL91 modifié 99 tout en respectant les règles du règlement RPA 99 v.2003.

Pour le ferraillage on utilise la combinaison : $1{,}35G+1{,}5Q$ (en travée)

Et la vérification se faite avec la combinaison : $\begin{cases} G+Q+E & \text{(en appuis)} \\ 0{,}8G \pm E \end{cases}$

VII-1-2 Calcul de la section d'armatures

i/ Etat limite ultime :(E.L U R) :

a) Armatures longitudinales :

Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99) :

- $A_{MIN}=0{,}23.b.d\ f_{t28}/f_e$.

PP : $A_{min}=1{,}024cm^2$ **PNP :** $A_{min}=1{,}024cm^2$

Conditions exigées par RPA 99 :

Condition 1 : $A_{MIN}=0{,}5\%.b.h$ (en toute section)

PP : $A_{min}=5{,}25cm^2$ **PNP :** $A_{min}=5{,}25cm^2$

Condition 2 : $A_{MAX}=4\%b.h$ (en zone courante)

PP : $A_{MAX}=42.00cm^2$. **PNP :** $A_{MAX}=42.00cm^2$.

Condition 3 : $A_{max}=6\%b.h$ (en zone de recouvrement)

PP : $A_{max}=63.00cm^2$. **PNP :** $A_{max}=63.00cm^2$.

Condition 4 : La longueur minimale de recouvrement est de : 5 $Ø_L$ en zone III.

b) Armatures transversales

La contrainte de cisaillement : $\tau_u = V_u / b.d$. D'après B.A.E.L91 modifié 99.

La contrainte admissible : (fissuration peu nuisible)

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right)$. =2.66 MPa D'après B.A.E.L91 modifié 99.

Diamètre des armatures transversales : D'après B.A.E.L91 modifié 99

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right)$$

L'espacement exigé par RPA 99 v2003 :

$S_t \leq$(h/4 , 12φ) en zone nodale

$S_t \leq$ h/2

ii/ Etat limite de service (E.L.S) :

- **Position de l'axe neutre :**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2+E}$$

Avec: D = 15 A / b E= 2.D.d

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A'(Y - C')^2 + 15A(d - Y)^2$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K.Y \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 12MPa$$

Sachant que: $K = \frac{M_{ser}}{I}$

VII-1-3 Exemple de calcul : (Axe 4 … Etage courant)

Poutre porteuse :

a) Armatures longitudinales :

E.L.U.R :

L = 4,00 m , M_a = 55,1KN.m ,M_t=35,65KN.m , V_u=43,62KN.

B=30cm , d=33cm , C = 2 cm, σ_b =11,33Mpa

FeE 400 pour les HA, FeE 235 pour les RL ; σ_s =348Mpa , (fissuration peut nuisible)

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b b d^2} = \frac{35,65 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times 33^2} = 0,0963 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,949$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s.b.d} = \frac{35,65\times10^3}{348\times0,949\times33} = 3,27cm^2 \Rightarrow A_t=3,27cm^2 > A_{min}=1,024cm^2$$

On prend : 3T14 = 4.62 cm²

Sur appuis : G+Q ± E

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b bd^2} = \frac{55,1\times10^3}{11,33\times30\times33^2} = 0,148 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'=0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,919$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{55,1.10^3}{348\times0,919\times33} = 5,22cm^2$$

$$A_a = 5,22cm^2 \succ A_{min} = 1,024cm^2$$ **C.V**

On prend : 2T12+3T14 = 6.88 cm²

Conditions exigées par les RPA99 v2003 :

A_{min} = 0.5%b. h = 5.25cm²

$\begin{cases} A_{max} = 4\%b.h = 42.00\ cm^2 & \Rightarrow \text{en zone courante} \\ A_{max} = 6\%b.h = 63.00\ cm^2 & \Rightarrow \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$

Donc :

A_{min} =5.25cm² < A_t+A_a =11,5 cm² < A_{max} = 42.00 cm² **C.V**

b) Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{43,62\times10}{30\times33} = 0,44MPa \langle \bar{\tau}_u = 2,6MPa$$ **C.V**

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l\,min}\right] = \min(10;30;12)mm$$

On prend : ϕ_t=8mm (en rond lisse) FeE235

Espacement minimal : D'après B.A.E.L91 modifié 99

$S_t \le$ min (0,9d ;40)cm=min(29,7 ;40)cm=29,7cm

On prend S_t= 25 cm

Espacement exigé par RPA 99 v.2003

$$S_t \le \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$ (Zone nodale).

$$S_t \le \min(8,75;14,4) = 8,75cm.$$

On prend S_t= 8 cm

$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5cm$ (Zone courante)

On prend S_t= 15 cm

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t.fe}{b.S_t} = 4,1Mpa \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4Mpa\right) = 0.4Mpa$$ **C.V**

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: (BAEL 91 modifié 99)

1- Béton :

$$V_U \leq 0,4\left(\frac{fc_{28}}{\gamma_b}\right).b_o.a$$

Avec : $a = \min(a';0,9.d) = 29,7cm.$

$$V_U \leq 0,4\left(\frac{20}{1,5}\right).30.29,7.10^{-1} = 475,2KN$$

V_u = 43, 62 KN < 475,4 KN **C.V**

2- Armature :

$$A_{inf} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9.d}\right]\frac{\gamma_s}{fe} = \left[43,62 - \frac{55,1.100}{0,9.33}\right]\frac{1,15}{235}.10 = -6,94cm^2$$

Donc les armatures longitudinales inférieures sont largement suffisantes

E.L.S : M_{ser} = - 31,41 KN.m

Position de l'axe neutre :

D = 15A / b =15 . 6,88 / 30 = 3,44cm

E = 2.D.d = 2 . 3,44 . 33 = 227,04 cm^2

Y_1 = -D + $\sqrt{D^2+E}$ =12 cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = 62858,40 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{31,41.10^3}{62858,4} = 0,499$$

$\sigma_b = K.Y_1$ =0,499 x 12 = 5,99 MPa

$\sigma_b = 5,99MPa \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 12MPa$ **C.V**

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

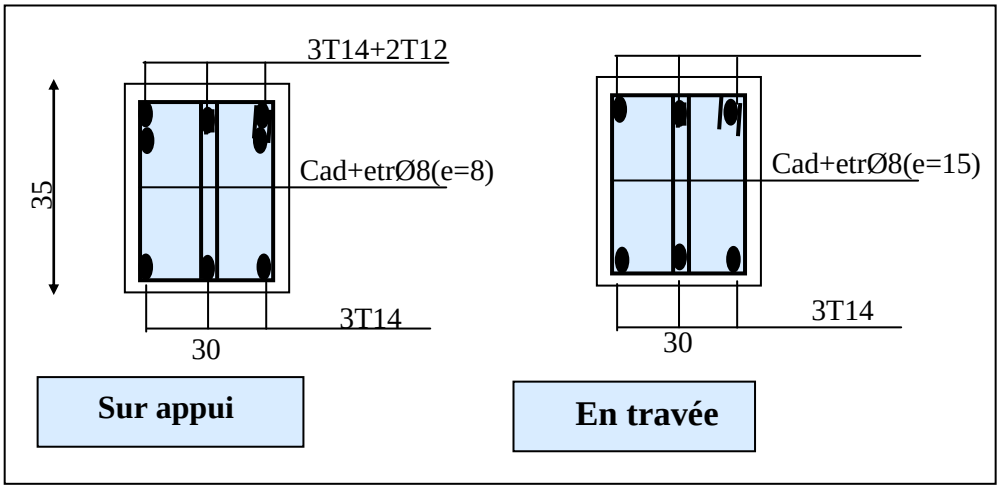
N.B : Comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire (σ_s),selon le BAEL91.

Etat limite de déformation : (selon le B.A.E.L91) on doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0{,}087 > 0{,}0625 \qquad \textbf{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0{,}087 \rangle \frac{0{,}8M_0}{M_0} = 0{,}8 \qquad \textbf{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \Rightarrow \frac{6{,}88}{30.33} = 0{,}0069 \langle \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01 \qquad \textbf{C.V}$$



FigureVII-1: ferraillage de la poutre exemple Axe 5

Puisque les trois conditions sont vérifiées ; le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Toutes les poutres ont les mêmes sections (PP =30X35) dans les différents niveaux de la structure, et le calcul des poutres se fait en flexion simple.

VII-1-4 Tableau de ferraillage des poutres de tous les niveaux :

Poutre porteuse (terrasse) :PP(30 x 35)

AXES	POUTRE(M)		M(KN.M)	A (CALCULEE)	A_{min} (RPA99)	A_{min} (BAEL91)	A (ADOPTEE)	FERRAILLAGE
1 et 9	1,35	M_w	17,22	1.53	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	0,00	0.00	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,5	M_w	56,68	5.38	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	20,82	1.86	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	38,54	3.55	5,25	1,024	4,62	3T14
2 et 8	1,35	M_t	0,00	0,00	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	17,39	1,55	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,7	M_w	35,98	3.30	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	34,16	3.12	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	34,3	3,13	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,5	M_w	49,6	4.65	5,25	1,024	4,62	3T14+2T12
		M_t	38,82	3.57	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	67,4	6.53	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
3 et 7	1,35	M_w	11,65	1.03	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	0,00	0.00	5,25	1,024	4,62	3T14
	4	M_w	39,03	3.59	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	32,33	2.95	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	33,52	3.06	5,25	1,024	4,62	3T14
	4	M_w	54,32	5.13	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	38,91	3.58	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	36,43	3.34	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,5	M_w	26,75	2.42	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	30,28	2.75	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	49,29	4.62	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	3,7	M_w	48,73	4.56	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	37,33	3.43	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	33,38	3.05	5,25	1,024	4,62	3T14
	1,35	M_t	0,00	0,00	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	16,41	1.46	5,25	1,024	4,62	3T14

4 ET 6	4	M_w	50,88	4.78	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	39,54	3.64	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	41,92	3.88	5,25	1,024	4,62	3T14
	4	M_w	35,64	3.26	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	37,88	3.48	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	46,53	4.30	5,25	1,024	4,62	3T14
	1,64	M_w	47,71	4.46	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	6,19	0.54	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	57,05	5.42	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	3,7	M_w	40,44	3.73	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	20,68	1.85	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	45,32	4.22	5,25	1,024	4,62	3T14
	1,35	M_w	16,4	1.46	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	0,00	0,00	5,25	1,024	4,62	3T14
5	4	M_w	33,68	3.07	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	38,34	3.54	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	53,92	5.09	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	4	M_w	53,51	5.05	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	38,18	3.51	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	31,87	2.90	5,25	1,024	4,62	3T14
	1,25	M_w	8,79	0.77	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	0,00	0.00	5,25	1,024	4,62	3T14
P-ch	4	M_w	16,94	1.51	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_t	15,08	1.34	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_e	3,51	0.30	5,25	1,024	3,39	3T12

Poutre porteuse (étage courant) : PP(30 x 35)

AXES	POUTRE(M)		M(KN.M)	A CALCULEE	A_{min} (RPA99)	A_{min} (BAEL91)	A (ADOPTEE)	FERRAILLAGE
1 et 9	1,35	M_w	22,84	2.61	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	0,00	0,00	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,5	M_w	54,71	5.18	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	24,75	2.23	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	68,18	6.61	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
2 et 8	1,35	M_t	0,00	0.00	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	23,41	2.10	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,5	M_w	53,42	5.04	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	25,08	2.26	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	72,92	7.14	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	3,7	M_w	43,65	4.05	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	25,59	2.31	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	38,86	3.58	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
3 et 7	1,35	M_w	16,37	1.45	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	0,00	0,00	5,25	1,024	4,62	3T14
	4	M_w	44,02	4.09	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	27,77	2.51	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	43,05	3.99	5,25	1,024	4,62	3T14
	4	M_w	60,17	5.75	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	36,64	3.36	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	40,64	3.75	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,5	M_w	32,79	2.99	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	29,31	2.66	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	55,32	5.24	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	3,7	M_w	59,6	5.69	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	33,18	3.03	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	38,68	3.56	5,25	1,024	4,62	3T14
	1,35	M_t	0,00	0,00	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	22,08	1.98	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12

4 ET 6	4	M_w	55,1	5.22	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	35,65	3.27	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	48,39	4.53	5,25	1,024	4,62	3T14
	4	M_w	44,35	4.12	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	34,27	3.13	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	50,6	4.75	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	1,64	M_w	62,04	5.95	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	6,51	0.75	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	63,4	6.09	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	3,7	M_w	56,86	5.40	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	26,95	2.43	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	56,5	5.36	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	1,35	M_w	8,98	0.79	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	0,00	0.00	5,25	1,024	4,62	3T14
5	4	M_w	42,66	3.95	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	33,46	3.05	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	56,78	5.39	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
	4	M_w	55.1	5.22	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	35.65	3.27	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	41,73	3.86	5,25	1,024	4,62	3T14
	1,25	M_w	14,8	1.31	5,25	1,024	6,88	3T14+2T12
		M_t	0,00	0.00	5,25	1,024	4,62	3T14
P-ch	4	M_w	26,96	2.43	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_t	24,22	2.18	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_e	6,16	0.54	5,25	1,024	3,39	3T12

02 **VII-1-4 Exemple de calcul : (Axe C … étage courant)**

Poutre non porteuse

a) Armatures longitudinales :

E.L.U.R :

L = 3,3 m , M_a = 53,56 KN.m ,M_t=17,09 KN.m , V_u= 28,98KN.

B=30cm , d=33cm , C = 2 cm, σ_b =11,33Mpa

FeE 400 pour les HA, FeE 235 pour les RL ; σ_s =348Mpa , (fissuration peut nuisible)

Sur appuis : G+Q ± E

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b bd^2} = \frac{53{,}56\times10^3}{11{,}33\times30\times33^2} = 0{,}152$$

$$\beta = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0{,}921 \Rightarrow A_a = \frac{M_a}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{53{,}56\times10^3}{348\times0{,}916\times33} = 5.06cm^2$$

$A_t = 5..06cm^2 \rangle A_{\min} = 1{,}024cm^2$

On prend : 3T14+2T12 = 6.88 cm²

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b bd^2} = \frac{17{,}09\times10^3}{11{,}33\times30\times33^2} = 0{,}046 \langle \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'=0$$

$$\beta = 0{,}5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0{,}976$$

$$A_t = \frac{M_t}{d.\sigma_s.\beta} = \frac{17{,}09\times10^3}{33\times348\times0{,}976} = 1.52cm^2$$

$A_t = 1{,}52cm^2 \rangle A_{\min} = 1{,}024cm^2$ **C.V**

On prend : 3T14 = 4,62 cm²

Conditions exigées par les RPA99 v2003 :

A_{min} = 0.5%b. h = 5.25cm^2

$\begin{cases} A_{max} = 4\%b.\ h = 42.00\ cm^2 & \Rightarrow \text{en zone courante} \\ A_{max} = 6\%b.\ h = 63.00\ cm^2 & \Rightarrow \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$

Donc :

A_{min} =5,25cm^2< A_t +A_a =9,24 cm^2 < A_{max} = 42.00 cm^2 **C.V**

b) Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28{,}98\times10}{30.33} = 0{,}292MPa \langle \bar{\tau}_u = 2{,}6MPa$$ **C.V**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35},\frac{b}{10},\phi_{l\min}\right] = \min(10;30;14)mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ (en rond lisse) FeE235

Espacement minimal : (D'après B.A.E.L91)

$$S_t \leq \min(0{,}9d;40)cm = \min(29{,}7;40)cm = 29{,}7cm$$

On prend S_t= 25 cm

Espacement exigé par RPA 99 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4},12\phi_l\right)$$ (Zone nodale).

$$S_t \leq \min(8{,}75;14{,}4) = 8{,}75cm.$$

On prend S_t= 8 cm

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17{,}5cm$$ (Zone courante)

On prend S_t= 15 cm

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t.fe}{b.S_t} = 2{,}46Mpa \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2};0.4Mpa\right) = 0.4Mpa$$ **C.V**

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: (D'après BAEL 91)

1- Béton :

$$V_U \leq 0{,}4\left(\frac{fc_{28}}{\gamma_b}\right).b_o.a$$

Avec : $a = \min(a';0{,}9.d) = 29{,}7cm.$

$$V_U \leq 0{,}4\left(\frac{20}{1{,}5}\right).30.29{,}7.10^{-1} = 475{,}2KN$$

V_u = 28,98 KN < 475,2 KN **C.V**

2- Armature :

$$A_{inf} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0{,}9.d}\right]\frac{\gamma_s}{fe} = \left[28{,}98 - \frac{17{,}09.100}{0{,}9.33}\right]\frac{1{,}15}{235}.10 = -1{,}39cm^2$$

Donc les armatures longitudinales inférieures sont largement suffisantes

E.L.S : M_{ser} = 9,32 KN.m

Position de l'axe neutre :

D = 15A / b =15 . 4,62 / 30 = 2,31cm

E = 2.D.d = 2 . 2,31 . 33 = 152,46 cm^2

Y_1 = -D + $\sqrt{D^2+E}$ =10,25 cm

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = 46635{,}98\ cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9{,}32.10^3}{46635{,}98} = 0{,}199$$

$\sigma_b = K.Y_1$ =0,199 x 10,25 = 2,04 MPa

$\sigma_b = 2{,}04MPa \le \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 12MPa$ **C.V**

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

N.B : Comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire (σ_s),selon le BAEL91.

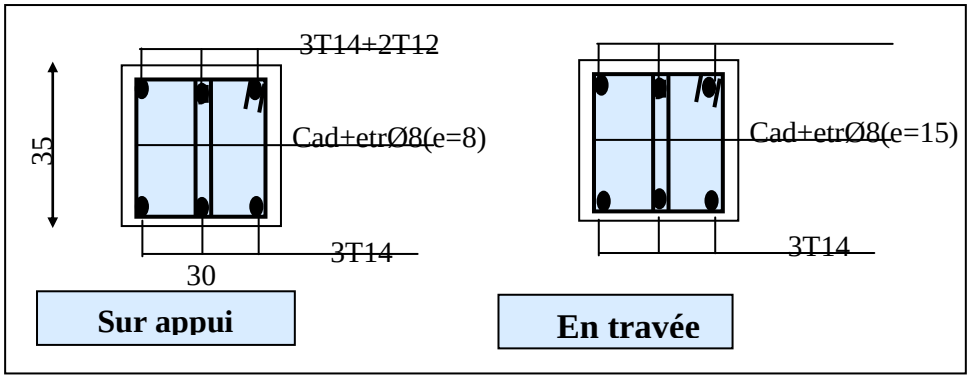
Etat limite de déformation : (selon le B.A.E.L91) on doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0{,}106 > 0{,}062$$ **C.V**

$$\frac{h}{L} \ge \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0{,}106 \rangle \frac{0{,}8M_0}{M_0} = 0{,}053$$ **C.V**

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{4{,}2}{f_e} \Rightarrow \frac{4{,}62}{30.33} = 0{,}0046 \langle \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01$$ **C.V**

Puisque les trois conditions sont vérifiées ; le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



FigureVII-2: ferraillage de la poutre

Toutes les poutres ont les mêmes sections (PNP =30 x 35) dans les différents niveaux de la structure, et le calcul des poutres se fait en flexion simple

Niveau terrasse :

AXES	POUTRE(M)		M(KN.M)	A (CALCULEE)	A_{min} (RPA99)	A_{min} (BAEL91)	A (ADOPTEE)	FERRAILLAGE
A	1,4	M_t	0,00	0.00	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	23,92	2.15	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,7	M_w	20,59	1.84	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	10,10	0.89	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	4,32	0.37	5,25	1,024	4,62	3T14
	2,23	M_w	12,95	1.14	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	7,71	0.67	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	17,45	1.55	5,25	1,024	4,62	3T14
B	3,3	M_w	30,26	2.75	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	2,93	0.25	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	29,64	2.69	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,7	M_w	39,12	3.60	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	6,79	0.59	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	29,51	2.68	5,25	1,024	4,62	3T14
C	3,4	M_w	12,75	1.13	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	7,51	0.66	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	10,64	0.94	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,3	M_w	30,26	2.75	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	2,93	0.25	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	29,64	2.69	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,1	M_w	27,38	2.47	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	1,93	0.16	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	22,69	2.04	5,25	1,024	4,62	3T14
D	3,4	M_w	14,74	1.31	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	5,61	0.49	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	21,33	1,91	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,3	M_w	12,01	1.06	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	4,55	0.39	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	11,6	1.02	5,25	1,024	4,62	3T14

	3,7	M_w	17,16	1.53	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	4,74	0.41	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	11,25	0.99	5,25	1,024	4,62	3T14
	1,95	M_w	23,15	2.08	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	5,88	0.51	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	11,87	1.05	5,25	1,024	4,62	3T14
	2,3	M_w	12,79	1.13	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	10,95	0.96	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	12,8	1.13	5,25	1,024	4,62	3T14
E	3,4	M_w	16,77	1.49	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	12,4	1.09	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	29,53	2.68	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,3	M_w	41,81	3.87	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	11,19	0.98	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	26,78	2.42	5,25	1,024	4,62	3T14
P-ch	3,4	M_w	1,84	0.16	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_t	2,58	0,2	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_e	0,00	0,00	5,25	1,024	3,39	3T12
	3,3	M_w	2,87	0.25	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_t	2,4	0.20	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_e	1,25	0,10	5,25	1,024	3,39	3T12
	3,7	M_w	3,87	0.33	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_t	2,14	0.19	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_e	0,68	0.05	5,25	1,024	3,39	3T12

Etage courant :

AXES	POUTRE(M)		M(KN.M)	A (CALCULEE)	A_{min} (RPA99)	A_{min} (BAEL91)	A (ADOPTEE)	FERRAILLAGE
A	1,4	M_t	0,00	0,00	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	39,23	3.61	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,7	M_w	40,04	3.69	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	17,16	1.53	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	23,47	2.11	5,25	1,024	4,62	3T14
	2,23	M_w	27,48	2.48	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	10,48	0.92	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	41,51	3.84	5,25	1,024	4,62	3T14
B	3,3	M_w	35,8	3.28	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	2,67	0.23	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	36,59	3.36	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,7	M_w	44,08	4.09	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	6,68	0.58	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	36,19	3.32	5,25	1,024	4,62	3T14
C	3,4	M_w	19,74	1.76	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	7,88	0.88	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	17,14	1.52	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,3	M_w	53.56	5.06	5,25	1,024	4,62	3T14+2T12
		M_t	17.09	1.52	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	36,59	3.36	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,1	M_w	42,8	3.97	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	3,41	0.29	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	33,17	3.03	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,4	M_w	22,73	2.04	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	5,94	0.52	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	29,14	2.64	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,3	M_w	18,76	1.67	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	3,68	0.32	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	19,17	1.71	5,25	1,024	4,62	3T14

D	3,7	M_w	22,38	2.01	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	5,12	0.44	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	17,16	1.53	5,25	1,024	4,62	3T14
	1,95	M_w	38,92	3.58	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	6,62	0.58	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	34,34	3.14	5,25	1,024	4,62	3T14
	2,3	M_w	39,41	3.63	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	10,57	0.93	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	39,52	3.52	5,25	1,024	4,62	3T14
E	3,4	M_w	20,63	1.84	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	19,01	1.70	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	44,51	4.14	5,25	1,024	4,62	3T14
	3,3	M_w	53,56	5.06	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_t	17,09	1.52	5,25	1,024	4,62	3T14
		M_e	30,08	2.73	5,25	1,024	4,62	3T14
P.ch	3,4	M_w	0,76	0.06	5,25	1,024	3,39	3T14
		M_t	2,64	0.23	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_e	2,46	0.21	5,25	1,024	3,39	3T12
	3,3	M_w	3,11	0.27	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_t	2,47	0.21	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_e	1,69	0.14	5,25	1,024	3,39	3T12
	3,7	M_w	4,8	0.42	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_t	2,27	0.19	5,25	1,024	3,39	3T12
		M_e	1,53	0.13	5,25	1,024	3,39	3T12

NB : la poutres (PNP) de l'étage courant dont les cases sont colorées en bleu se trouvent a mi étage ; c'est une poutre palière.

VII-2 Ferraillage des poteaux

VII-2-1 choix des sollicitations et des combinaisons de charge :

choix des sollicitations et des combinaisons de charge :

Les poteaux sont des éléments porteurs du système plancher- poutre, leurs rôles consistent à supporte les charges verticales et les transmettre aux fondations.

Les poteaux sont sollicités par un effort normal N et un moment fléchissant M, leurs armatures seront déterminées en flexion composée.

Pour obtenir les efforts internes (M, N, T), nous avons utilisé le logiciel SAP2000 sous 2 combinaisons suivantes :

- Pour le ferraillage : **0.8 G ± E.**
- Pour la vérification : **G + Q**

Le ferraillage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

N_{max} { M_{22} correspondant ; M_{33} correspondant

M_{22min} et N correspondant

$M_{33\,min}$ et N correspondant

$M_{22\,max}$ et N correspondant

$M_{33\,max}$ et N correspondant

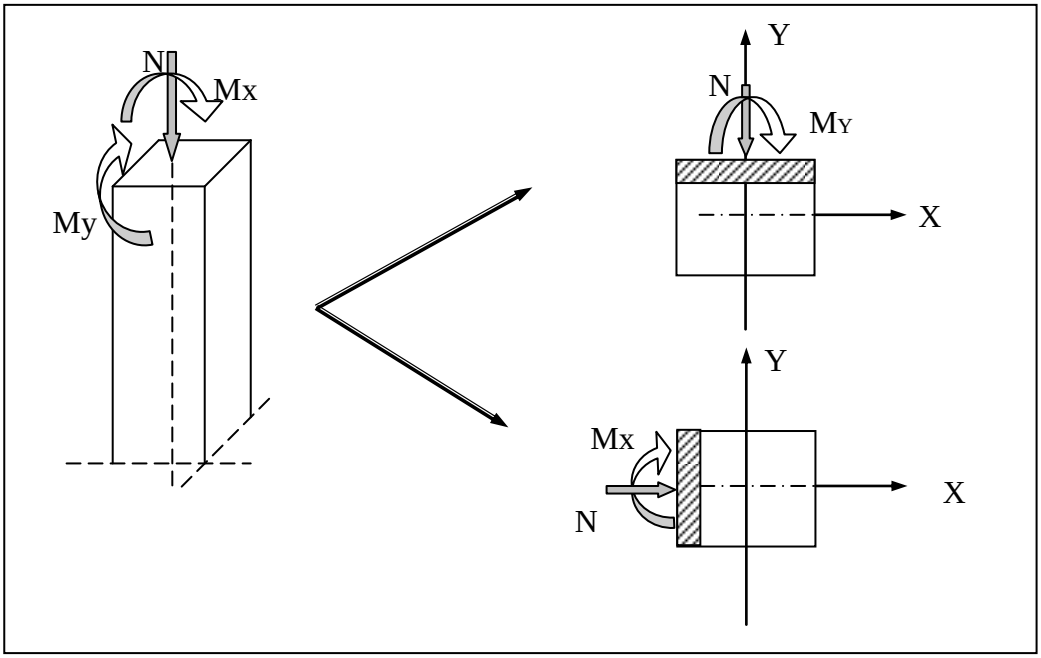


Figure VII-3: Schéma de sollicitation des poteaux

VII-2-2 Exemple de calcul :

A/ calcul de la section d'armatures ã E.L.U.R :

La section (bxh)= (35x35) cm²

N=105,3KN

M=54,38KN.m

Calcul des excentricités :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

- Excentricité du 1er ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 51{,}64cm$$

- Excentricité du 2^{eme} ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000}(2+\alpha\varphi)$$

$$lf = 0{,}7l0 = 214{,}2cm$$

$$e_2 = \frac{2.3(214{,}2)}{10000.h} = 0{,}78cm$$

- Excentricité additionnelle e_a :

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{306}{250} = 1{,}224cm\right\} = 2cm$$

D'ou l'excentricité totale :

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 51{,}64 + 0{,}78 + 2 = 54{,}42cm$$

e=54,42cm.

$\frac{h}{2} - c = \frac{35}{2} - 5 = 12{,}5cm \Rightarrow e_0 \rangle \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ section partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination de X :

$$X = \frac{N_u}{\sigma_b.b} = \frac{105{,}3\times 10}{14{,}78\times 35} = 2{,}035cm$$

$$X<2c \Rightarrow A=A' = \frac{N(e-d+c')}{\sigma_s \times (d-c')}$$

Avec : $e=e_0+\frac{h}{2}-c = 66{,}92cm$

$$A=A' = \frac{105{,}3\times 10(66{,}92-30+5)}{400\times(30-5)} = 4{,}41cm^2$$

$A=A'=4{,}41cm^2$

Condition de non fragilité :

$A \geq A_{min} = \max\left(\frac{0,2bh}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right) = \max(2,45; 5,6) = 5,6cm^2$

$A > A_{min}$ **C.V**

Vérification minimale d'après RPA :

$A_{min} = 0,9b.h = 11,025cm^2 < A = 14,2cm^2$ (C.V) zone III

$A_{max} = 4\%b.h = 49cm^2 > A = 4T14+4T16 = 14,2cm^2$ **C.V** zone courante

$A_{max} = 6\%b.h = 73,5cm^2 > A = 14,2cm^2$ **C.V** zone de recouvrement

Donc on prend : $A = 4T14+4T16 = 14,2cm^2$

La longueur de recouvrement :

Selon le RPA99 v2003 la longueur de recouvrement est : $L = 50\phi = 80cm$

Armatures transversales :

D'après BAEL91 v2003 :

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ avec :

$\phi_l = 16mm \quad \phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33mm$

On choisit : ϕ_t =8mm (deux cadre de $\phi 8$)

L'espacement exigé par RPA99 (en zone III) :

En zone nodale : $S_t \leq 10cm$ zone III

On prend : $S_t = 10cm$

En zone courante : $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi\right)$

$S_t \leq \min(17,5; 17,5; 140)$

On prend : $S_t = 16cm$

Etat limite de service:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 12Mpa.$

N =86,81 KN

M = 17,22KN.m

Calcul de L'excentricité :

Excentricité du 1er ordre: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{17,22}{86,81} = 19,83cm$

Excentricité du 2eme ordre: $e_2 = 0,00108(l_f)^2/35 = 1,41cm$

Excentricité additionnelle: $e_a=\max(2cm; \frac{L}{250}=1,22cm)=2cm$

$\rightarrow e_0=e_1+e_2+e_a=23,24cm$

On a: $e_0=23,24cm$

$e_0 > \frac{h}{2}-c=\frac{35}{2}-5=12,5cm \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Vérification à faire :

$N.e' < (0,337-\frac{0,81c'}{h})(\sigma_b.b.h)$

e'= -(h/2)-c+e

= -(35/2)-5+23,24=0,74cm

N.e'=64,239KN.cm

$N.e' < (0,337-\frac{0,81\times 5}{35})(14,78\times 30\times 35^2)=160388,86KN.cm$ **C.V**

$I_{xx'}=I_{yy'}=I=\frac{2}{3}.b.V^3+30A(V-c)^2=173750cm^2$

$V_1=V_2=V=17,5cm$

Ou :$B_0=b.h+15(A+A')=1476cm^2$

Verifikation des contraintes :

$\sigma_b=\frac{N}{100\times 14,78}=0,588Mpa$

$\sigma'_{b1}=\sigma'_{b2}=\sigma'_{b0}+\frac{M_s.V}{I}=2,322Mpa$

$\sigma'_{b1}=\sigma'_{b2}=2,322MPa<0,6f_{c28}=12Mpa$ **C.V**

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Vérification à la compression du poteau sous G+Q+E : D'après RPA v2003.

$\frac{N_{\min}}{f_{C28}.B_{potequ}} \le 0,3$ avec : $N_{min}=690,53KN$

$\frac{690,53}{20.10^3\times 0,35\times 0,35}=0,281<0,3$ **C.V**

N.B : Puisque le séisme change la direction on a ferraillée le poteau symétriquement et sous les efforts max. (M,N) .

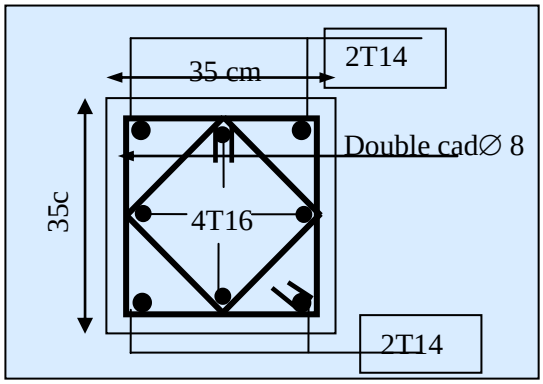


Figure VII-4: Schéma de ferraillage du poteau
le plus sollicité

VII-3 Ferraillage des voiles :

VII-3-1 La méthode de calcul du voile :

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

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

Les type de voile utilisés :en a utilisé deux types de voiles à savoir les voiles pleins et les voiles avec ouvertures.

Principe de calcul du voile plein :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor},

- Pour le ferraillage : **0.8 G ± E.**
- Pour la vérification : **G + Q ± E**

1°) Armatures verticales : On utilise la méthode de NAVIER :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{1{,}15} = 14{,}78MPa$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1er cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) \geq 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA99 (**A_{min}=0,2% a.L).

2éme cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) \leq 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée)

On calcul le volume des contraintes de traction.

D'où la section des armatures verticales : $A_V = F_t / f_e$

On compare A_v, avec la section minimale exigée par RPA99.

Si : $A_V \leq A_{min}$ =0.20%.a.L on ferraille avec la section minimale

Si : $A_V > A_{min}$ =0.20%.a.L on ferraille avec A_V

3éme cas :

(σ_1, σ_2) Sont de signes différents $\Rightarrow$ La section du voile est partiellement comprimée

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

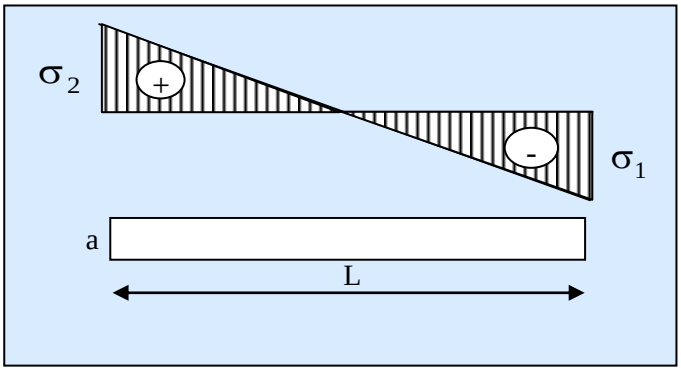


Figure VII-5: l'état des contraintes dans un voile plein

2°) Armatures horizontales :

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction ;

d'après RPA v2003 on a :

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a \times d} \leq \overline{\tau_b} = 0{,}2\, f_{c28} = 4MPa.$$

Avec : $\overline{T} = 1{,}4\, T$

T : Effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

$d = 0{,}9h \Rightarrow h$: Hauteur total de la section.

$\overline{\tau_b}$: Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures est : RPA page62

$0{,}15\%a.1m \Rightarrow \tau_b \leq 0{,}025\, f_{c28} = 0{,}5Mpa.$

$0{,}25\%a.1m \Rightarrow \tau_b > 0{,}025fc28 = 0{,}5Mpa.$

L'espacement d'après R.P.A 99 v2003: $s \leq (1{,}5a, 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\phi \Rightarrow$ Les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- $20\phi \Rightarrow$ Les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

3°) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires au face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Tableau englobant les types de voiles existants dans notre projet

TYPE DE VOILE	NOM DE VOILE
V1U	Voile d'Axe 1 en forme de U
V2U	Voile d'Axe 2 en forme de U
V4L	Voile d'Axe 4 en forme de L
VAL	Voile d'Axe A en forme de L
VCU	Voile d'Axe C et en forme de U
VEU	Voile d'Axe E et en forme de U avec ouverture

VII-3-2 Exemple de calcul RDC + 1er :

Voile plein V1U

- **<u>Niveau RDC + 1er :</u>**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

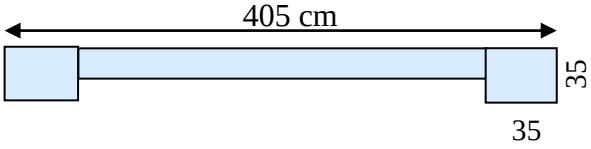


Figure VII-6: vue en plan du Voile plein V1U

Avec :

N = 826,073 KN

M = 6431,666 KN.m

T = 635, 112 KN

A = 0,748 m²

$V_1 = V_2 = 2{,}02$ m

I = 1,311 m^4

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[\frac{826{,}073}{0{,}748} + \frac{6431{,}666 x 2{,}02}{1{,}311}\right].10^{-3} = 11{,}01 MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{826{,}073}{0{,}748} - \frac{6431{,}666 x 2{,}02}{1{,}311}\right].10^{-3} = -8{,}8 MPa$$

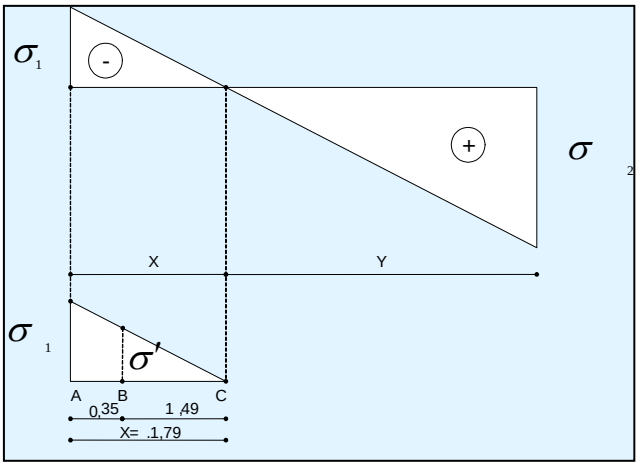
σ_1 , σ_2 Sont de signe différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction

Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}.L = 1{,}79 m$$

$$Y = L - X = 2{,}26 m$$



Vérification des contraintes de compression :

Par la combinaison : **G+Q+E** on a :

N = 632,762 KN

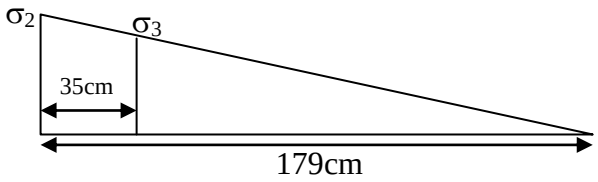
M = 6445,84 KN.m

$$\sigma_1 = \left[\frac{632{,}762}{0.748} + \frac{6445{,}84}{1{,}311}.2{,}02\right].10^{-3} = 11{,}51 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 14.78 MPa$$ **C.V**

$$\sigma_2 = \left[\frac{632{,}762}{0{,}748} - \frac{6445{,}84}{1{,}311}.2{,}02\right].10^{-3} = -8{,}34 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 14.78 MPa$$ **C.V**

Détermination des armatures verticales :

$$\frac{\sigma_2}{1,79}=\frac{\sigma_3}{1,44}\Rightarrow\sigma_3=\frac{1,44\sigma_2}{1,79}=-7,07MPa$$



partie poteau [ft_1]: Sp=35x35cm²

$$ft_1=\frac{\sigma_2+\sigma_3}{2}bxh=\frac{8,8+7,07}{2}350x350=972037,5N$$

partie voile [ft_2]: Sv=242x15cm²

$$ft_2=\frac{\sigma_3 x1320}{2}a=\frac{7,07}{2}1320\times150=699930N$$

la force totale reprise par la partie tractée :

$f_{totale}=ft_1+ft_2=1671967,5N$

d'ou la section sera calculé a la traction comme suit: $\sigma s=fe/\gamma s=400MPa$ $\gamma s=1$(cas accidentelle)

$$A_v=\frac{f_{ttotal}}{\sigma_s}=\frac{1671967,5}{400}=4179\ mm^2=41,79cm^2$$

D'après RPA v2003 : $A_{total}=A_v+A_{vj}=41,79+7,72=49,51cm^2$

Avec : $A_{vj}=1,1\frac{\overline{V}}{f_e}.\frac{x}{L}=\frac{1,4\times635,112}{400}.10.\frac{1,79}{4,05}=7,72cm^2$

On prend : - Poteau $A_{poteau}=8T16=16,08cm^2$

- voile $A_{voile}=33,43cm^2$

le voile est ferraillé en deux nappes donc le ferraillage d'un coté est de(33,43/2)= 16,71cm²

Pourcentage minimal d'après R.P.A 99 v2003 :

$A_{min}=0,2\%(h.b+(x-b).e)=6,77cm^2$

$A_V=33,43cm^2>A_{min}=6,77cm^2$ **C.V**

Espacement exigé par R.P.A 99 v2003 :

$S\le(1,5a;30cm)=22,5$ cm

On prend : S = 15cm (zone nodale)

S = 20cm (zone courante)

le diamètre des armatures doit être inférieur a 1/10 de l'épaisseur du voile.(ep=15cm)donc en peut pas choisir un ferraillage au delà de T14

donc on prend : $A_{Voile}=2(11T14/20)cm=13,58\ cm^2$

- **Zone courante:**

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression d'après RPA99 la section d'armatures :

$A_C \geq 0{,}2\%$ a (L-2X)

$A_C \geq 0{,}2\%\ 15(405\text{-}2\times179) = 1{,}41\ cm^2$

On prend : A_C=2(4T10/20)

Détermination des armatures horizontales :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d}$$

d = 0,9.h = 3,645 m

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a.d} = \frac{1{,}4x1185{,}625}{15x364{,}5}.10 = 3{,}03MPa < \bar{\tau}_b = 0{,}2.f_{C28} = 4MPa$$ **C. V**

D'après R.P.A 99 v2003 on a :

$$\tau_b = 1{,}866MPa > \bar{\tau}_b = 0{,}025\,f_{C28} = 0{,}5MPa$$

Donc : $A_h > 0{,}0025.b.s = 0{,}0025.15.100 = 3{,}75\ cm^2/ml$

On prend : $A_h = 5T12 = 5{,}65 cm^2$

Espacement :

$S_h \leq \min(1{,}5a;\ 30cm) = 22{,}5$ cm On prend : S_h = 20 cm

N.B :

- comme le séisme peut changer le sens, on considère comme section tendue les deux extrémités de largeur x
- les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales) doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure .

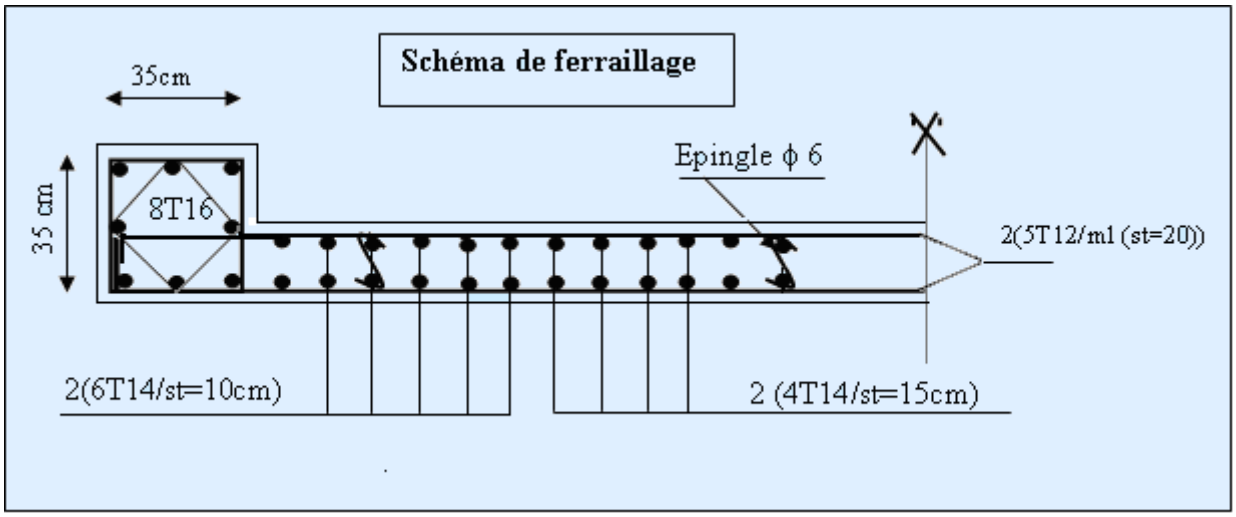


Figure VII-7: Schéma de ferraillage du Voile plein V1U

Tous les résultats sont regroupés dans un tableau si après .

VI-3-4 Ferraillage du linteau : Axe A RDC

M = 111,966 KN.m T = 154,024 KN

- **Calcul des contraintes :**

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{a.d}$$

Avec :

$$\overline{V} = 1{,}4.V_{calcu} = 215{,}633KN$$

$$d = 0{,}9h = 1{,}08cm$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{474{,}36x10}{15.108} = 2{,}92MPa > 0{,}06.f_{C28} = 1{,}2MPa$$

D'après R.P.A 99 v2003 :

On dispose les ferraillages longitudinaux (supérieure et inférieure), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

Soit : $$A_D = \frac{V}{2.f_e.\sin\alpha}$$

Avec : $$tg\alpha = \frac{h-2.d}{L}$$

d = Distance d'enrobage = 2 cm

L = longueur du linteau = 1.20m

h = la hauteur du linteau = 0,86 m

$$tg\alpha = \frac{0,86 - 2.0,02}{1,2} \Rightarrow \alpha = 34,34°$$

$$A_D = \frac{V}{2.f_e.\sin\alpha} = 7,5 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

D'après (R.P.A 99 v2003) on a :

$A_{D\,min} = 0,15\%.b.h = 1,84 \text{ cm}^2$.

$A_D = 7,5 \text{ cm}^2 > A_{D\,min} = 1,84 \text{ cm}^2$

On prend : $A_D = 2(4T12) = 9,04 \text{cm}^2$

Espacement exigé par R.P.A 99 v2003 :

Cadre Ø6 t = 10cm

- **Armatures longitudinales :**

D'après (R.P.A v2003), on a :

$(A_L ; A_L') \geq 0,15\% .b.h = 1,93 \text{ cm}^2$

On prend : $A_L = A_{L'} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

D'après R.P.A 99 v2003 on a :

$$\tau_b = 2,93MPa > 0,025.f_{c28} = 0,5MPa$$

Donc : $A_t \geq 0,25\%.b.S$

$S \leq (h/4) = 21,5$ cm

Soit : S = 20 cm

$A_{tmin} = 0,25\% .1,5.86 = 0,32 \text{ cm}^2$

On prend $A_t = 2\ \phi\ 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

- **Armature de peau (section courante) :**

$A_C \geq 0,2\%.b.h = 2,58 \text{ cm}^2$

$A_C = 2\ (3T10\ ) = 4,72 \text{ cm}^2$

N.B :

- Pour les autres linteaux Les résultats sont groupés dans les tableaux de la page suivante ;
- le calcul a été fait pour les linteaux des portes
- le calcul a été fait pour les linteaux du RDC+1er et pour les autre étages ; il a était montré que les diagonales s'arrêtent a ce niveau ;

- en calculant les armatures longitudinales des étages supérieures en a trouvé aussi que :

Pour les portes $A_{L(RPA)}$= 0.0015 b h = 2.58 cm²(choix :4T10=3.14) > $A_{L(M/Zfe)}$ =0.22 cm²

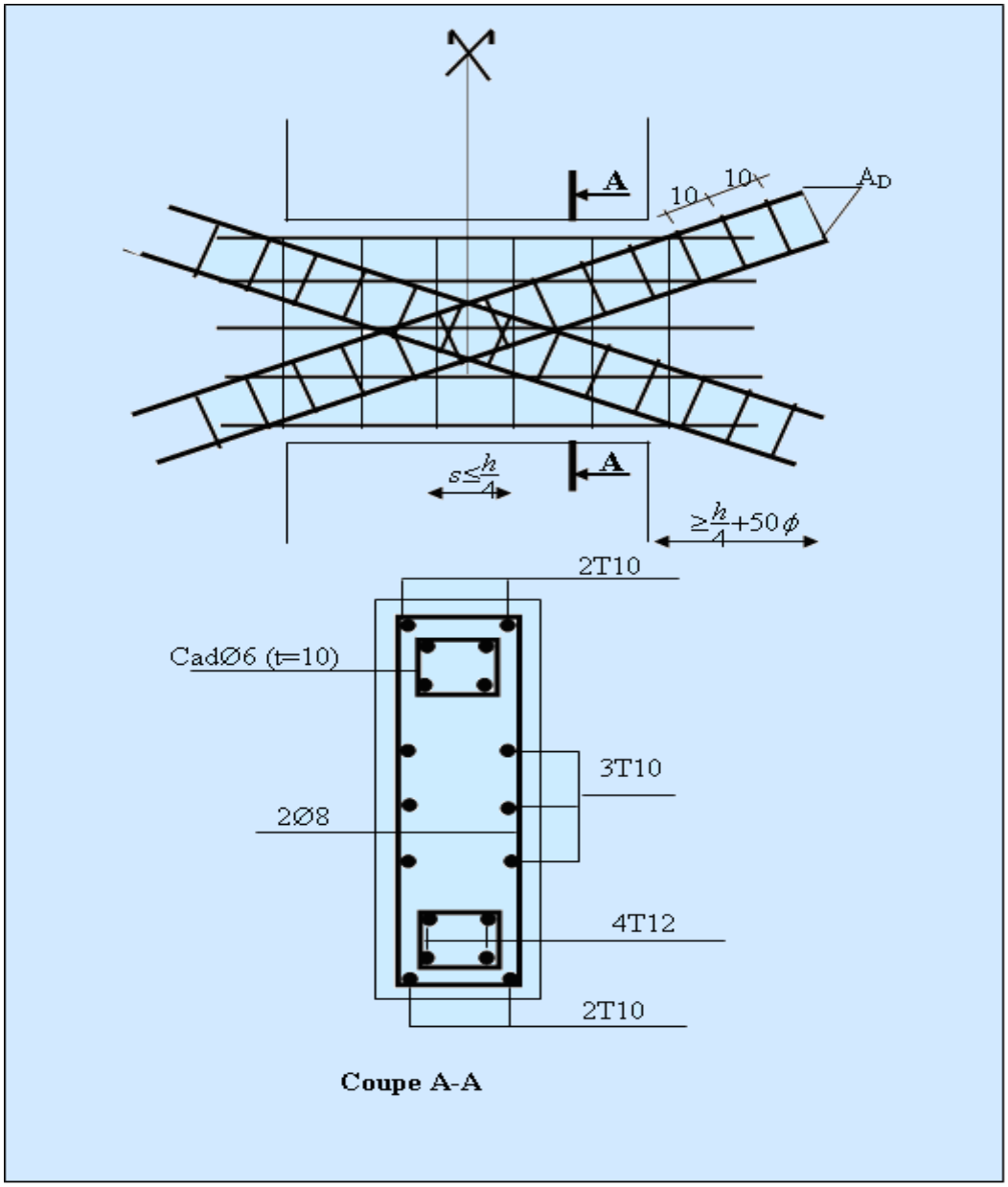
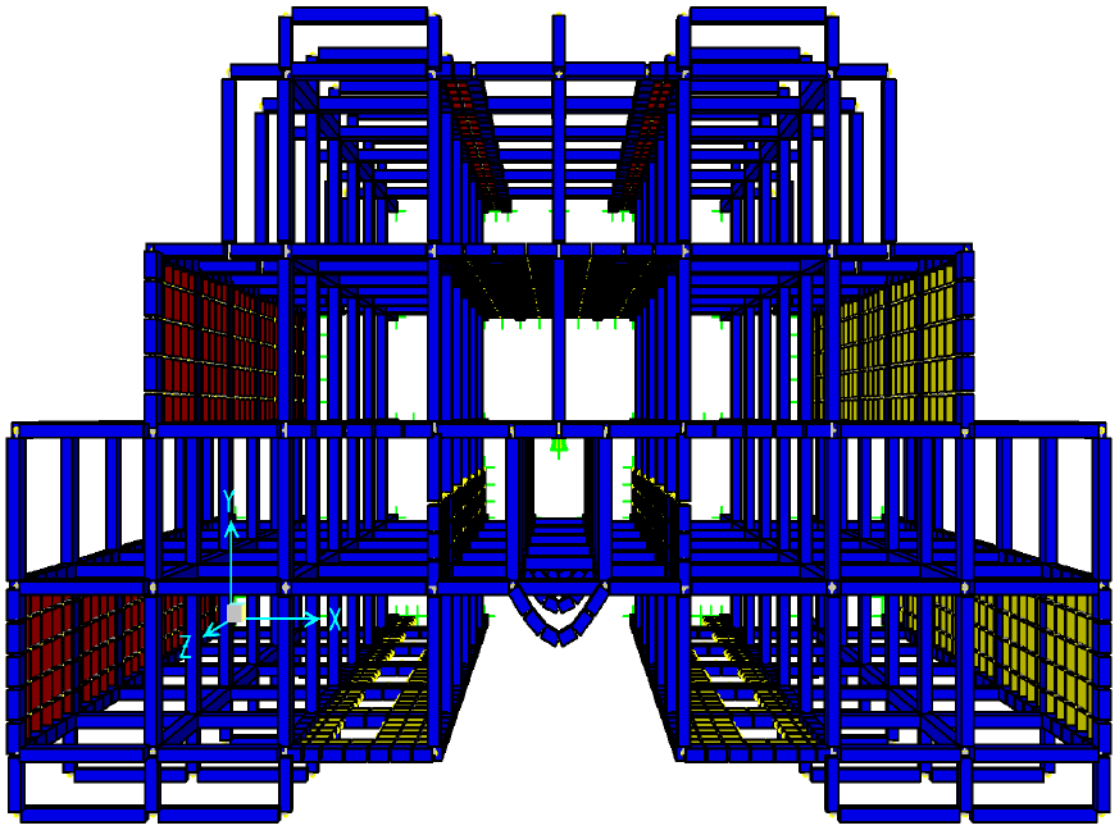
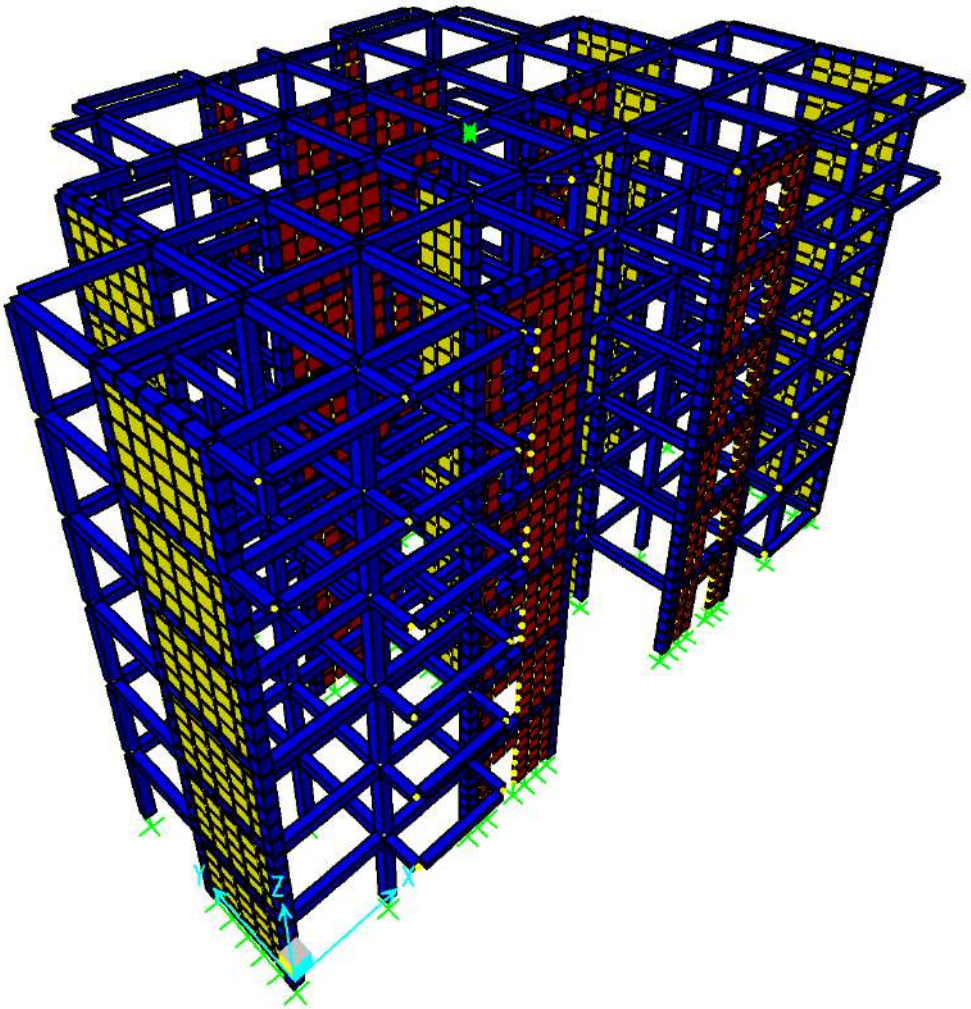


Figure VII-8: Schéma de ferraillage du Linteau



Vue en plan XY



Vue en 3D

Conclusion

L′étude de notre projet intitulé « Calcul d'un bâtiment R + 5 en béton armé » nous a permis de développer nos connaissances et de mieux comprendre la participation de l′ingénieur en Génie civil dans la réalisation d ′un projet. A travers les différents chapitres de ce mémoire, on a pu aboutir aux conclusions suivantes :

- La disposition du système de contreventement choisi est avantageuse car elle procure une stabilité et une rigidité suffisantes à la structure.
- Le dimensionnement des éléments structuraux a été fait de façon à assurer la sécurité de l′ouvrage et de tenir compte de l'aspect économique.
- Utilisation du logiciel SAP 2000 nous a permis de modéliser et d′analyser au mieux la structure.
- Toutes les vérifications faites prennent en compte la résistance et la sécurité de la structure.
- Le contrôle et le suivi sont très importants pour réaliser des constructions solides, fiables et durables.

Enfin, on espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle.

.

BIBLIOGRAPHIE

- Jean-Pierre Mougin , « Cours de Béton Armé B.A.E.L 91 »,
- Jean-Pierre Mougin, « B.A.E.L 91 modifié 99 et DTU associés »
- DTR BC 2 48, « Règles Parasismiques Algériennes RPA99 v 2003 »
- IBPTP, « Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions »,
- DTR B.C.2.2, « Charges Permanentes & Charges d'Exploitation »
- Mohamed BELAZOUGUI, « Calcul des ouvrages en béton armé », 2ème Édition
- CSI Berkeley, « SAP 2000 Version 17 »,
- Logiciel RDM6
- Ibrahim EL-Hakim, « SAP2000 TECHNICAL GUIDE », 1er Édition 2001
- USTHB «Etude d'un bâtiment R+6+Sous Sol », Mémoire de fin d'études
- Université Saad Dahlab de Blida , «Etude d'un bâtiment R+5+Sous Sol », Mémoire de fin d'études

ANNEXE

1/Période propre+participation des masses:

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE(PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.444372	0.0000	70.622	0.0000	0.0000	70.6220	0.0000
2	0.369763	65.439	0.0000	0.0000	65.4391	70.6220	0.0000
3	0.327073	6.4118	0.0000	0.0000	71.8510	70.6220	0.0000
4	0.100057	0.0000	19.933	0.0000	71.8510	90.5560	0.0000
5	0.089439	18.809	0.0000	0.0000	90.6608	90.5560	0.0000
6	0.071489	0.7962	0.0000	0.0000	91.4570	90.5560	0.0000
7	0.045257	0.0000	6.1707	0.0000	91.4570	96.7266	0.0000
8	0.042477	5.3967	0.0000	0.0000	96.8538	96.7266	0.0000
9	0.032505	0.1698	0.0000	0.0000	97.0236	96.7266	0.0000
10	0.029147	0.0000	2.2999	0.0000	97.0236	99.0265	0.0000
11	0.028235	2.0244	0.0000	0.0000	99.0480	99.0265	0.0000
12	0.022447	0.0000	0.7967	0.0000	99.0480	99.8232	0.0000
13	0.022105	0.7370	0.0000	0.0000	99.7850	99.8232	0.0000
14	0.021186	0.0328	0.0000	0.0000	99.8178	99.8232	0.0000
15	0.019497	0.0000	0.1768	0.0000	99.8178	100.000	0.0000
16	0.019365	0.1648	0.0000	0.0000	99.9826	100.000	0.0000
17	0.016443	0.0142	0.0000	0.0000	99.9968	100.000	0.0000
18	0.014322	0.0032	0.0000	0.0000	100.000	100.000	0.0000

2/Efforts à la basse:

A/Sens longitudinal : EX:

	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SPEC	3296.55	0.148740	.000000	2.020822	42459.718	21838.934

B/Sens transversal :EY :

	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SPEC	0.148740	3411.80	.000000	43274.102	2.033981	44239.273

3/Masses et moment d'inertie massique :

T O T A L A S S E M B L E D J O I N T M A S S E S

	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TOTAL	2266.478	2266.478	.000000	.000000	.000000	172935.030

4/Déplacement sous EX,EY:

J O I N T D I S P L A C E M E N T S JOINT LOAD

		U1	U2	U3	R1	R2	R3
455	EX	6.610E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.519E-05
455	EY	0.0000	8.796E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
879	EX	1.922E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	4.671E-05
879	EY	0.0000	2.704E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1303	EX	3.527E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	8.831E-05
1303	EY	0.0000	5.110E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1727	EX	5.297E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.352E-04
1727	EY	0.0000	7.815E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2153	EX	7.090E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.837E-04
2153	EY	0.0000	0.0106	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2577	EX	8.806E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.311E-04
2577	EY	0.0000	0.0133	0.0000	0.0000	0.0000	0.

5/Efforts dans les éléments :

a/ POUTRES PRTEUSES :

i/terrasse :

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
	194	135G15Q						
		0.00	0.00	-57.01	0.00	1.987E-01	0.00	-33.00
		9.3E-01	0.00	-28.05	0.00	1.987E-01	0.00	6.35
		1.85	0.00	9.146E-01	0.00	1.987E-01	0.00	18.90
		2.78	0.00	29.88	0.00	1.987E-01	0.00	4.66
		3.70	0.00	58.84	0.00	1.987E-01	0.00	-36.38
	194	GQEY MAX						
		0.00	0.00	-34.42	0.00	6.137E-01	0.00	-9.23
		9.3E-01	0.00	-13.22	0.00	6.137E-01	0.00	12.81
		1.85	0.00	7.98	0.00	6.137E-01	0.00	15.22
		2.78	0.00	29.19	0.00	6.137E-01	0.00	8.78
		3.70	0.00	50.39	0.00	6.137E-01	0.00	-14.48
	194	GQEY MIN						
		0.00	0.00	-49.05	0.00	-3.313E-01	0.00	-39.09
		9.3E-01	0.00	-27.85	0.00	-3.313E-01	0.00	-3.52
		1.85	0.00	-6.65	0.00	-3.313E-01	0.00	12.44
		2.78	0.00	14.55	0.00	-3.313E-01	0.00	-1.97
		3.70	0.00	35.75	0.00	-3.313E-01	0.00	-38.77
	1394	135G15Q						
		0.00	0.00	-58.20	0.00	5.096E-01	0.00	-35.62
		9.3E-01	0.00	-29.24	0.00	5.096E-01	0.00	4.82
		1.85	0.00	-2.724E-01	0.00	5.096E-01	0.00	18.47
		2.78	0.00	28.69	0.00	5.096E-01	0.00	5.33
		3.70	0.00	57.66	0.00	5.096E-01	0.00	-34.61
	1394	GQEY MAX						
		0.00	0.00	-28.59	0.00	1.42	0.00	2.47
		9.3E-01	0.00	-7.39	0.00	1.42	0.00	19.11
		1.85	0.00	13.81	0.00	1.42	0.00	16.14
		2.78	0.00	35.01	0.00	1.42	0.00	14.24
		3.70	0.00	56.21	0.00	1.42	0.00	-2.03
	1394	GQEY MIN						
		0.00	0.00	-56.62	0.00	-6.823E-01	0.00	-54.63
		9.3E-01	0.00	-35.42	0.00	-6.823E-01	0.00	-12.06
		1.85	0.00	-14.22	0.00	-6.823E-01	0.00	10.90
		2.78	0.00	6.99	0.00	-6.823E-01	0.00	-6.45
		3.70	0.00	28.19	0.00	-6.823E-01	0.00	-48.64

ii/Etage courant :

195	135G15Q						
	0.00	0.00	-43.62	0.00	2.705E-01	0.00	35.65
	9.3E-01	0.00	-34.52	0.00	2.705E-01	0.00	6.75
	1.85	0.00	-7.030E-01	0.00	2.705E-01	0.00	23.03
	2.78	0.00	33.11	0.00	2.705E-01	0.00	8.05
	3.70	0.00	41.93	0.00	2.705E-01	0.00	-31.22
195	GQEY MAX						
	0.00	0.00	-40.93	0.00	2.997E-01	0.00	-12.73
	9.3E-01	0.00	-16.42	0.00	2.997E-01	0.00	13.80
	1.85	0.00	8.08	0.00	2.997E-01	0.00	17.65
	2.78	0.00	32.59	0.00	2.997E-01	0.00	12.83
	3.70	0.00	57.10	0.00	2.997E-01	0.00	-12.75
195	GQEY MIN						
	0.00	0.00	-58.12	0.00	9.786E-02	0.00	-46.45
	9.3E-01	0.00	-33.61	0.00	9.786E-02	0.00	-4.02
	1.85	0.00	-9.11	0.00	9.786E-02	0.00	15.74
	2.78	0.00	15.40	0.00	9.786E-02	0.00	-1.16
	3.70	0.00	39.91	0.00	9.786E-02	0.00	-42.64
1395	135G15Q						
	0.00	0.00	-76.03	0.00	2.398E-01	0.00	-56.13
	9.3E-01	0.00	-42.21	0.00	2.398E-01	0.00	-1.44
	1.85	0.00	-8.40	0.00	2.398E-01	0.00	21.97
	2.78	0.00	25.41	0.00	2.398E-01	0.00	14.10
	3.70	0.00	59.23	0.00	2.398E-01	0.00	-25.05
1395	GQEY MAX						
	0.00	0.00	-37.85	0.00	3.816E-01	0.00	-7.08
	9.3E-01	0.00	-13.35	0.00	3.816E-01	0.00	16.59
	1.85	0.00	11.16	0.00	3.816E-01	0.00	17.60
	2.78	0.00	35.67	0.00	3.816E-01	0.00	24.54
	3.70	0.00	60.18	0.00	3.816E-01	0.00	12.19
1395	GQEY MIN						
	0.00	0.00	-41.43	0.00	-3.074E-02	0.00	-55.10
	9.3E-01	0.00	-35.92	0.00	-3.074E-02	0.00	-18.78
	1.85	0.00	-23.41	0.00	-3.074E-02	0.00	14.22
	2.78	0.00	1.09	0.00	-3.074E-02	0.00	-4.06
	3.70	0.00	25.60	0.00	-3.074E-02	0.00	-48.39

b) POUTRES NON PORTEUSES :

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
171	135G15Q							
		0.00	0.00	-21.64	0.00	-3.732E-01	0.00	-17.09
		8.5E-01	0.00	-19.64	0.00	-3.732E-01	0.00	1.65
		1.70	0.00	-2.64	0.00	-3.732E-01	0.00	11.12
		2.55	0.00	14.37	0.00	-3.732E-01	0.00	6.14
		3.40	0.00	-28.98	0.00	-3.732E-01	0.00	-13.30
171	GQEX MAX							
		0.00	0.00	-18.47	0.00	-3.798E-02	0.00	-8.796E-01
		8.5E-01	0.00	-6.08	0.00	-3.798E-02	0.00	9.55
		1.70	0.00	6.32	0.00	-3.798E-02	0.00	9.46
		2.55	0.00	18.72	0.00	-3.798E-02	0.00	10.14
		3.40	0.00	31.12	0.00	-3.798E-02	0.00	2.98

```
171   GQEX MIN
       0.00   0.00  -34.97   0.00 -5.064E-01  0.00  -31.62
    8.5E-01   0.00  -22.57   0.00 -5.064E-01  0.00   -7.16
       1.70   0.00  -10.18   0.00 -5.064E-01  0.00    6.75
       2.55   0.00    2.22   0.00 -5.064E-01  0.00   -1.19
       3.40   0.00   14.62   0.00 -5.064E-01  0.00  -22.37

172   135G15Q
       0.00   0.00  -29.30   0.00 -7.475E-01  0.00  -12.37
    8.3E-01   0.00  -13.23   0.00 -7.475E-01  0.00    5.17
       1.65   0.00    2.83   0.00 -7.475E-01  0.00    9.46
       2.48   0.00   18.90   0.00 -7.475E-01  0.00  4.946E-01
       3.30   0.00   34.96   0.00 -7.475E-01  0.00  -9 .72
172   GQEX MAX
       0.00   0.00  -10.19   0.00 -3.384E-01  0.00    8.36
    8.3E-01   0.00    1.63   0.00 -3.384E-01  0.00   11.89
       1.65   0.00   13.45   0.00 -3.384E-01  0.00    8.26
       2.48   0.00   25.27   0.00 -3.384E-01  0.00   11.03
       3.30   0.00   37.08   0.00 -3.384E-01  0.00    4.05
172   GQEX MIN
       0.00   0.00  -32.91  0.00  -7.433E-01  0.00  -53.56
    8.3E-01   0.00  -21.09  0.00  -7.433E-01  0.00   -4.27
       1.65   0.00   -9.27  0.00  -7.433E-01  0.00    5.67
       2.48   0.00    2.55  0.00  -7.433E-01  0.00  -10.30
       3.30   0.00   14.37  0.00  -7.433E-01  0.00  -36.01
```

c/ POTEAUX :

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

```
  FRAME  LOAD     LOC      P          V2          V3          T         M2       M3

89  GQEX MAX
   0.00     -27.810    5.926E-01     8.780E-01     2.756E-01      2.759E-01   4.83
3.1E-01     -26.862    5.926E-01     8.780E-01     2.756E-01      1.533E-02   4.66
6.1E-01     -25.920    5.926E-01     8.780E-01     2.756E-01     -2.358E-01   4.50
89  GQEX MIN
   0.00    -351.246       -6.04    -7.336E-01     2.774E-02       -1.51       -3.63
3.1E-01    -368.571       -6.04    -7.336E-01     2.774E-02       -1.29       -1.79
6.1E-01    -367.632      -6.04     -7.336E-01     2.774E-02       -1.09   3.452E-02
89  GQEY MAX
   0.00     200.028       -1.55          4.78      2.191E-01       4.65   8.595E-01
3.1E-01     119.210       -1.55          4.78      2.191E-01       3.23        2.05
6.1E-01     320.154       -1.55          4.78      2.191E-01        1.8        3.25
89  GQEY MIN
   0.00    -255.584       -3.90         -4.64      8.427E-02     -5.88    3.409E-01
3.1E-01    -154.646       -3.90         -4.64      8.427E-02     -4.51    8.151E-01
6.1E-01    -511.780       -3.90         -4.64      8.427E-02     -3.20        1.29
89  08GEX MAX
   0.00      25.005        1.48     8.675E-01   2.261E-01   4.417E-01        4.64
3.1E-01      25.810        1.48     8.675E-01   2.261E-01   1.844E-01        4.20
6.1E-01      26.556        1.48     8.675E-01   2.261E-01  -6.359E-02        3.77
89  08GEX MIN
   0.00     -316.66       -5.16    -7.441E-01  -2.176E-02       -1.34       -3.83
3.1E-01     -315.91       -5.16    -7.441E-01  -2.176E-02       -1.12       -2.26
6.1E-01     -315.16       -5.16    -7.441E-01  -2.176E-02  -9.144E-01   -7.019E-01
```

```
89  08GEY MAX
   0.00      771.12  -6.645E-01        4.77   1.696E-01        4.81    6.647E-01
3.1E-01      771.87  -6.645E-01        4.77   1.696E-01        3.40        1.59
6.1E-01      772.62  -6.645E-01        4.77   1.696E-01        2.05        2.51
89  08GEY MIN
   0.00    -1062.73       -3.02       -4.65   3.477E-02       -5.72    1.461E-01
3.1E-01    -1061.99       -3.02       -4.65   3.477E-02       -4.34    3.494E-01
6.1E-01    -1061.24       -3.02       -4.65   3.477E-02       -3.02    5.528E-01
   0.00     -186.89        1.64      -31.03       -1.08      -44.35        2.24
3.1E-01     -185.96        1.64      -31.03       -1.08      -34.86        1.73
6.1E-01     -185.02        1.64      -31.03       -1.08      -25.37        1.22
612  08GEX MAX
   0.00      148.61       56.30        1.18   3.538E-01        1.64       54.38
3.1E-01      149.36      105.30        1.18   3.538E-01        1.28        9.05
6.1E-01      150.11       56.84        1.18   3.538E-01   9.183E-01        1.81
612  08GEX MIN
   0.00     -375.53      -21.49       -6.61  -5.808E-01       -9.22      -13.10
3.1E-01     -374.78      -21.49       -6.61  -5.808E-01       -7.20       -6.52
6.1E-01     -374.03      -21.49       -6.61  -5.808E-01       -5.17    1.698E-03
612  08GEY MAX
   0.00      -87.79        1.40       24.07   7.906E-01       34.65        1.83
3.1E-01      -87.04        1.40       24.07   7.906E-01       27.28        1.41
6.1E-01      -86.29        1.40       24.07   7.906E-01       19.92    9.972E-01
612  08GEY MIN
   0.00     -139.13   9.444E-01      -29.49       -1.02      -42.22        1.42
3.1E-01     -138.38   9.444E-01      -29.49       -1.02      -33.20        1.12
6.1E-01     -137.63   9.444E-01      -29.49       -1.02      -24.18    8.143E-01
1304  08GEX MAX
   0.00      -47.58        1.87   6.204E-01   4.317E-01  -2.206E-01        1.83
2.6E-01      -46.94        1.87   6.204E-01   4.317E-01        1.13        2.88
5.2E-01      -46.30        1.87   6.204E-01   4.317E-01        2.48        3.94

1304  08GEX MIN
   0.00     -101.07       -4.02       -5.16  -6.359E-01  -3.770E-01       -1.42
2.6E-01     -100.43       -4.02       -5.16  -6.359E-01  -5.334E-01       -1.91
5.2E-01      -99.78       -4.02       -5.16  -6.359E-01  -6.959E-01       -2.40
1304  08GEY MAX
   0.00      -60.14  -9.568E-01        5.78   2.261E-01   1.087E-01    2.613E-01
2.6E-01      -59.50  -9.568E-01        5.78   2.261E-01        2.62    5.124E-01
5.2E-01      -58.86  -9.568E-01        5.78   2.261E-01        5.31    7.770E-01
1304  08GEY MIN
   0.00      -88.51       -1.20      -10.32  -4.302E-01  -7.064E-01    1.483E-01
2.6E-01      -87.87       -1.20      -10.32  -4.302E-01       -2.02    4.626E-01
5.2E-01      -87.22       -1.20      -10.32  -4.302E-01       -3.53    7.636E-01
```

d/voiles:

G R O U P J O I N T F O R C E S U M M A T I O N

```
GROUP   LOAD   F-X       F-Y       F-Z          M-X        M-Y       M-Z

  VOILE1-RDC (Sum at  X=18.4625  Y=0  Z=0)
135G15Q      19.801     11.893    1942.174     -12.095      64.890    -1.121
GQEX MAX    357.241      9.564    1553.351      -6.376    3778.721     2.529
GQEX MIN   -328.377      7.758    1291.411     -11.243   -3681.807    -4.262
GQEY MAX     14.694     21.213    1627.634      21.865      76.164     1.248
GQEY MIN     14.171     -3.891    1217.128     -39.484      20.749    -2.981
08GEX MAX    52.663   6.762 11      51.754      -3.535    3771.838     2.440
08GEX MIN   332.956      4.957     889.814      -8.402   -3688.689    -4.351
```

08GEY MAX	10.115	18.411	1226.037	24.706	69.282	1.159
08GEY MIN	9.592	6.692	815.531	-36.643	13.867	-3.070

GROUP	LOAD	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
VCU (Sum at X=18.45 Y=7.2 Z=0)							
	135G15Q	0.983	5.264	2349.408	-5.511	-8.025	-3.884
	GQEX MAX	561.607	6.046	1953.825	-6.112E-02	4527.159	-1.121
	GQEX MIN	-560.186	1.580	1476.930	-7.926	-4538.770	-4.514
	GQEY MAX	15.655	24.460	2056.883	36.888	34.228	4.718
	GQEY MIN	-14.234	-16.835	1373.872	-44.876	-45.839	-10.354
	08GEX MAX	561.337	4.659	1431.294	1.376	4529.323	-0.129
	08GEX MIN	-560.455	0.193	954.399	-6.489	-4536.607	-3.522
	08GEY MAX	15.386	23.074	1534.352	38.325	36.391	5.711
	08GEY MIN	-14.504	-18.221	851.341	-43.438	-43.675	-9.361

G R O U P J O I N T F O R C E S U M M A T I O N

GROUP	LOAD	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
VBU (Sum at X=13.5 Y=11.2 Z=0)							
	135G15Q	0.393	0.383	3895.718	-0.806	5.900	2.798E-02
	GQEX MAX	1150.357	0.284	2845.505	-0.579	13460.962	4.825
	GQEX MIN	-1149.785	0.269	2845.175	-0.596	-13452.386	-4.784
	GQEY MAX	0.371	28.223	2890.995	67.564	5.713	2.295E-02
	GQEY MIN	0.201	-27.670	2799.684	-68.739	2.863	1.789E-02
	08GEX MAX	1150.265	0.181	1985.723	-0.392	13459.511	4.819
	08GEX MIN	-1149.877	0.165	1985.393	-0.409	-13453.837	-4.790
	08GEY MAX	0.278	28.119	2031.213	67.751	4.263	1.667E-02
	08GEY MIN	0.109	-27.773	1939.902	-68.552	1.412	1.161E-01

GROUP	LOAD	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
VAL (Sum at X=16.1625 Y=15.2 Z=0)							
	135G15Q	10.329	-3.603	1291.794	3.483	-21.810	-0.998
	GQEX MAX	64.121	-1.363	1050.304	4.194	219.282	-7.454E-02
	GQEX MIN	-48.969	-3.778	839.633	0.771	-251.155	-1.347
	GQEY MAX	8.029	4.492	1031.482	22.397	-14.302	0.606
	GQEY MIN	7.122	-9.632	858.456	-17.433	-17.571	-2.027
	08GEX MAX	62.062	-0.138	75.519	2.990	224.044	0.275
	08GEX MIN	-51.028	-2.553	564.848	-0.433	-246.392	-0.997
	08GEY MAX	5.970	5.717	756.696	21.193	-9.540	0.955
	08GEY MIN	5.063	-8.407	583.670	-18.637	-12.809	-1.678

GROUP	LOAD	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
V1U (Sum at X=27 Y=1.35 Z=0)							
	135G15Q	-5.739	11.165	1014.754	-66.381	-5.781	-4.823
	GQEX MAX	6.741	157.405	826.073	1031.666	22.964	-1.184
	GQEX MIN	-15.132	-141.025	1043.053	-1540.005	-31.416	-5.824
	GQEY MAX	-4.021	649.570	1024.000	946.108	-4.050	1.359
	GQEY MIN	-4.369	-633.190	1009.183	1024.995	-4.401	-8.367
	08GEX MAX	7.982	155.188	904.567	1005.523	24.215	8.005E-03
	08GEX MIN	-13.890	-143.242	883.790	-997.040	-30.165	-4.632
	08GEY MAX	-2.780	647.354	858.437	759.072	-2.800	2.551
	08GEY MIN	-3.128	-635.407	829.920	-830.590	-3.151	-7.175

GROUP	LOAD	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
V2U (Sum at X=23.6 Y=9.2625 Z=0)							
	135G15Q	-4.341	-13.717	2125.530	-273.429	-4.369	11.423
	GQEX MAX	9.775	115.857	1714.081	1105.862	24.779	15.832
	GQEX MIN	-16.124	-135.943	1407.039	-1507.254	-31.169	0.748
	GQEY MAX	-1.607	713.783	1806.895	7311.551	-1.615	11.472
	GQEY MIN	-4.743	-733.870	1314.225	-7712.944	-4.775	5.108
	08GEX MAX	10.704	118.710	1301.839	1159.273	25.714	12.941
	08GEX MIN	-15.195	-133.090	994.797	-1453.843	-30.234	-2.143
	08GEY MAX	-0.678	716.637	1394.653	7364.963	-0.680	8.581
	08GEY MIN	-3.814	-731.017	901.983	-7659.532	-3.841	2.217

GROUP	LOAD	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z
V4L (Sum at X=16.6 Y=4.6325 Z=0)							
	135G15Q	-0.481	-7.662	1376.372	-394.531	-0.485	-0.326
	GQEX MAX	7.647	9.346	1126.679	-210.817	15.536	6.000
	GQEX MIN	-8.329	-20.633	883.265	-365.370	-16.222	-6.458
	GQEY MAX	0.288	165.028	1247.689	692.019	0.289	0.298
	GQEY MIN	-0.970	-176.315	762.255	-1268.206	-0.975	-0.757
	08GEX MAX	7.828	10.704	820.829	-123.308	15.718	6.133
	08GEX MIN	-8.148	-19.274	577.415	-277.861	-16.041	-6.325
	08GEY MAX	0.469	166.387	941.839	779.528	0.470	0.432
	08GEY MIN	-0.789	-174.957	456.405	-1180.697	-0.793	-0.623