

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université l'Arbi ben M'hidi Oum el Bouaghi

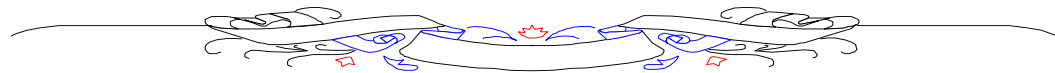
Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

Option : Structure en béton armé

 **Thème** 

*Conception et étude d'un bâtiment
(R+4+S/sol) à usage d'habitation
Conterventement mixte(voiles&portiques)*



Annexe : thème de recherche méthode d'analyse poshover

Encadré par :
Dr: Z. BOUDAUD

Réalisé par :
Boughazi-fouzia

Promotion 2013/2014

Chapitre I : Introduction et conception structurelle

I-1/Introduction :

Dans un projet de bâtiment, la construction est le fait d'assembler différents éléments de l'édifice en utilisant les matériaux et les techniques appropriées.

I-2/Présentation du projet :

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment composé d'un RDC+ 4 étages +un sous sol.

Il est conçu pour usage multiple (habitation, commerce au niveau de sous sol)

Le bâtiment étudié est implanté à Alger, selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 nous avons :

Implantation en zone de sismicité forte (zone III)

Et selon la classification des ouvrages, notre bâtiment est un ouvrage courant d'importance moyenne donc classé au groupe d'usage 2.

I-2-1/Caractéristique géométriques du bâtiment :

Notre structure est constituée d'un seul bloc.

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont :

- La construction occupe une surface dans le plan.

$$S = 232.8106\text{m}^2$$

▲ Dimension en élévation:

- La hauteur total de la structure y compris l'acrotère est de : 19.175m
- Hauteur de l'RDC est de : 2.975m
- Hauteur des autres étages est de : 2.975m
- Hauteur de sous sol est de: 3.50m

▲ Dimension en plan:

- La longueur de bâtiment est de : 11.77m
- La largeur de bâtiment est de : 19.78m
- Les planchers sont en corps creux
- La terrasse est inaccessible
- L'accès aux différents étages est assuré par des escaliers coulés en place, avec deux volées perpendiculaires pour tous les étages.
- Les éléments de remplissage sont en brique creuses.
- Les murs extérieurs : double paroi de 30cm d'épaisseur (une paroi de 15cm et autre de 10cm) sépare par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs de séparation : Simple paroi de 10cm d'épaisseur.

I-2-2/Revêtement est constituée de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les faces des murs intérieures, les plafonds et les faces intérieures des murs extérieurs.

- Carrelage pour les planchers des étages courants et les escaliers.

I-2-3/Donnée du site :

Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée par le RPA 99/version2003 :

- Le site est considéré comme un site meuble de catégorie (S3).
- La contrainte admissible $\sigma=2$ bar

I-2-4/Règlements et normes utilisées dans les calculs :

Tous les calculs et les vérifications s'appuient sur les règlements suivants :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 »
- Code de béton armé aux états limites « BAEL91 »
- Règles parasismiques algérienne « RPA99version2003 »
- Document technique réglementaire (charges permanentes et sur charges d'exploitations) « DTR B.C.2.2 ».

I-2-5/Conception structurelle :

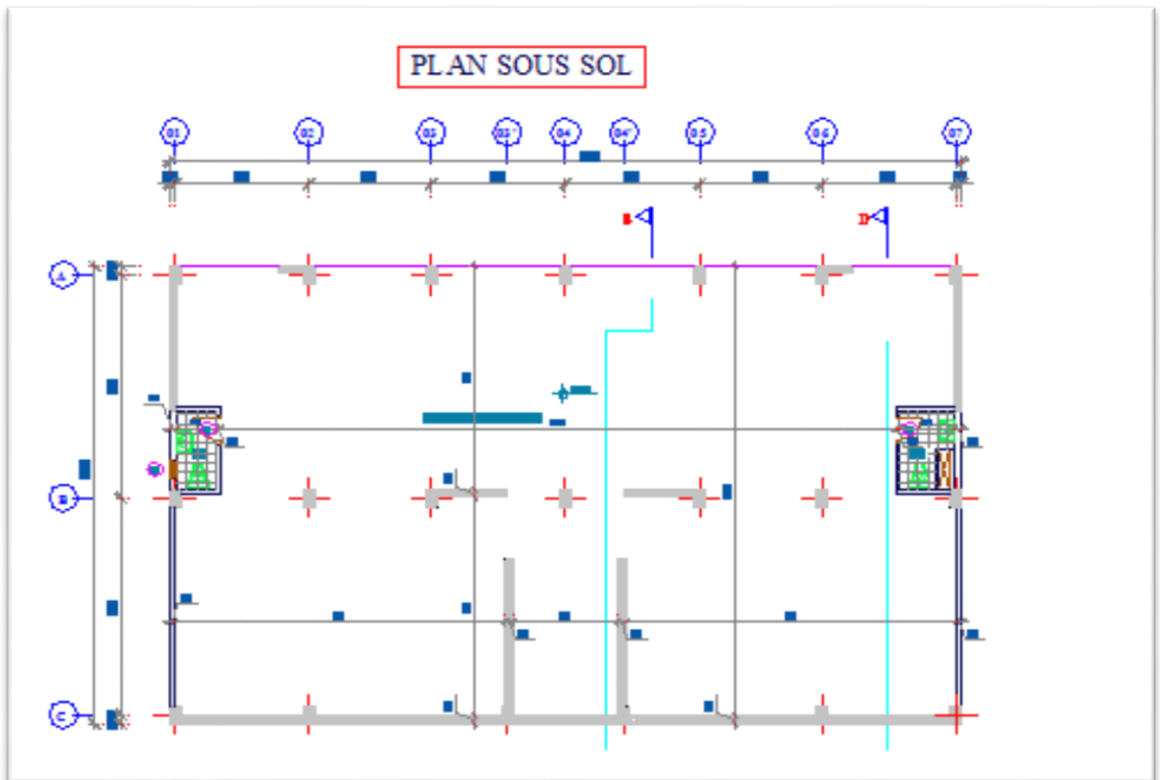
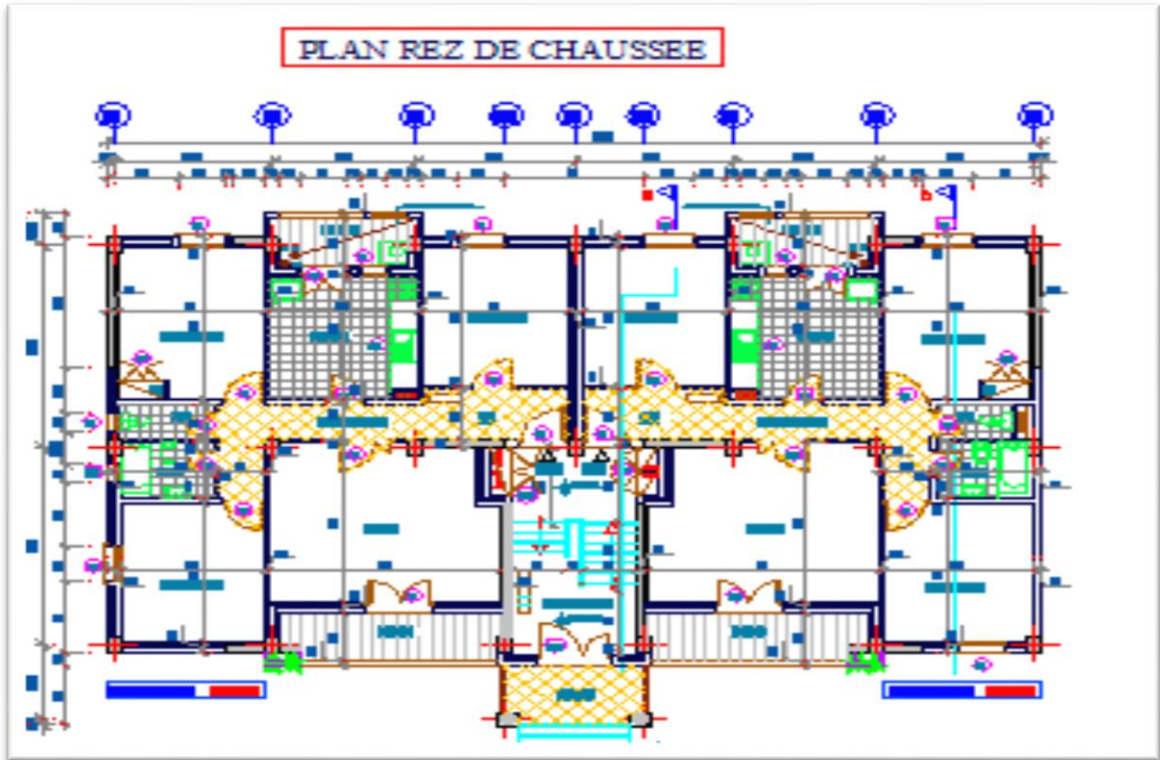
^ Choix du contreventement:

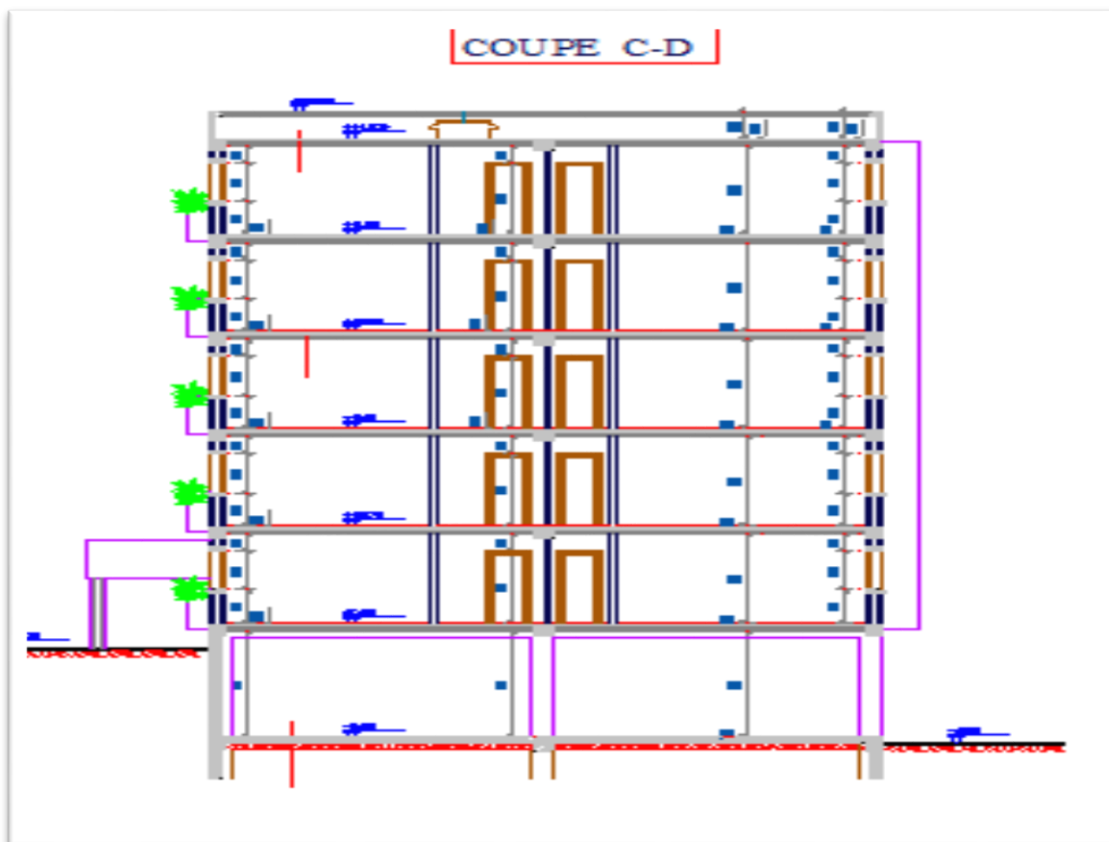
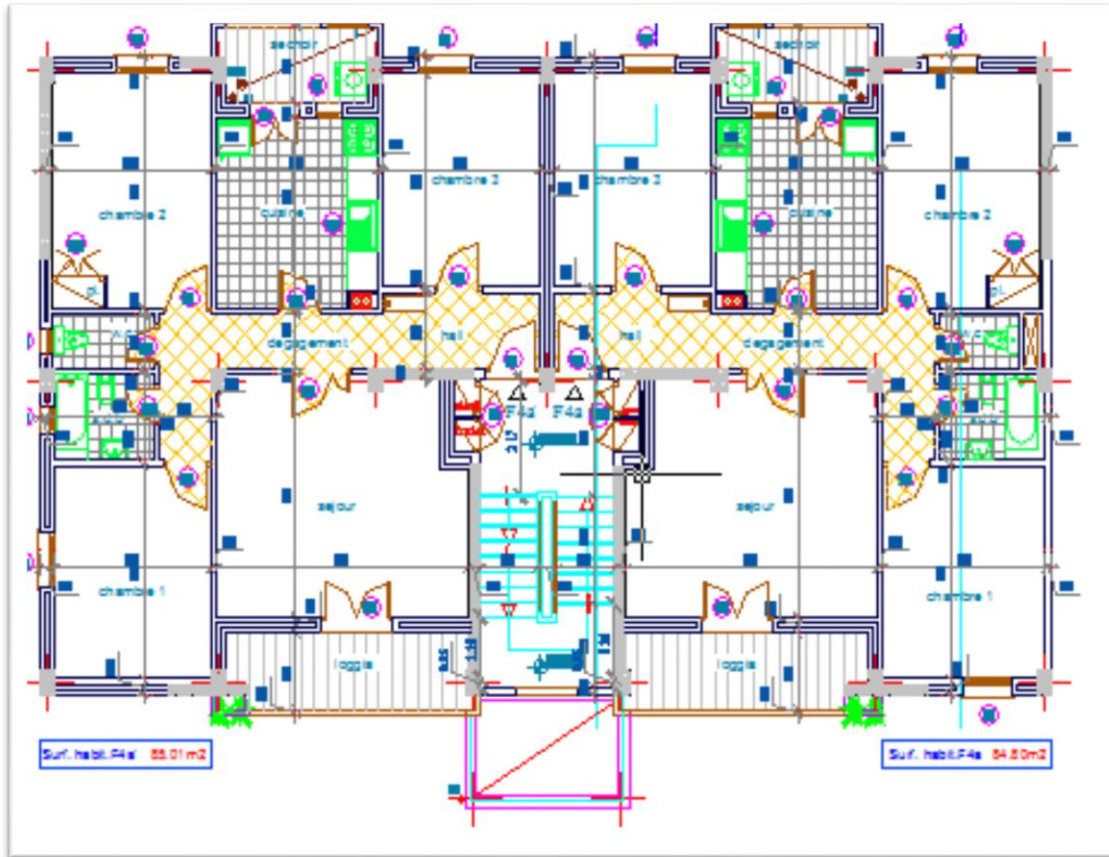
Notre bâtiment dépasse deux niveaux (8 mètres) et il est situé en zone III. Le contreventement par portique est insuffisant (Art : 1.b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

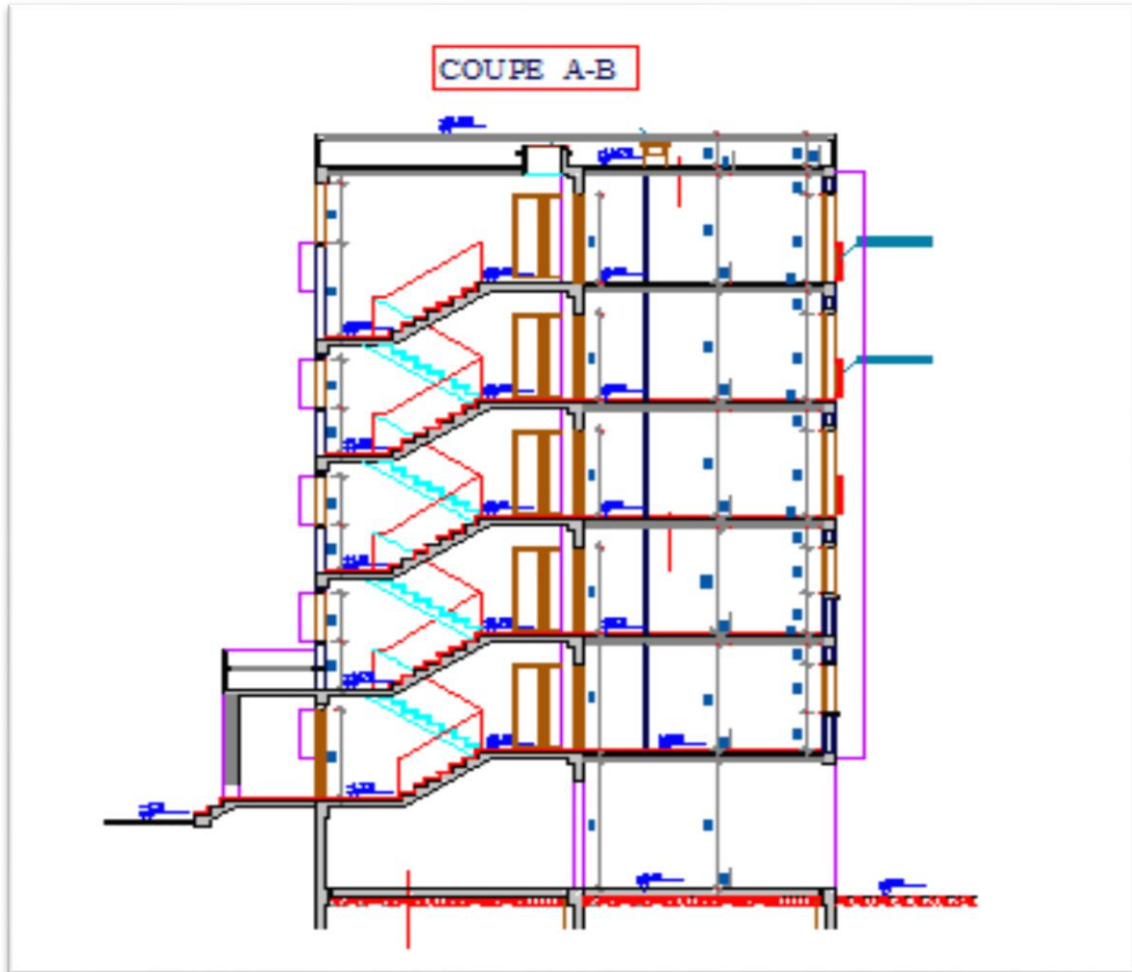
Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I-2-6/ Les plans et les coupes d'architectures :







Chapitre II : Caractéristiques mécanique des matériaux :

II-1/Introduction :

La connaissance des propriétés des matériaux est fondamentale dans toutes les études, leurs détermination par conséquent le domaine d'application pour construire des édifices solides durables, stable, résistants est économiques.

II-2 /Caractéristiques des matériaux :

Remarque :

On utilise dans ce projet deux matériaux qui sont le : **béton**, et **l'acier**.

II-2-1/Le béton :

Est un mélange des granulats (gravillons, sable), des liants (ciments on générale) et d'eau de gâchage, d'air, peut être aussi des adjuvants pour améliorer certain propriétés.

C'est une pâte considérée homogène résultante des réactions entre le ciment et l'eau dans des proportions convenable bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

II-2-1-1 / Composition du béton :

II-2-1-1-1/ Ciments:

Le ciment est une matière pulvérulente, format avec l'eau ou avec une solution saline une pâte plastique liante .Leur rôle est très importante. Ce sont essentiellement des mélanges de silicates et d'aluminates de calcium obtenues par cuisson a température(1450C°),et le broyage d'un mélange minéral (calcaire+argile),en ces constituants sont clinker , laitier(L),cendres(C),pouzzolanes(Z) et fillers qui sont mélanges en proportions diverse pour la constitution des différentes catégories de ciment. Permis les plus utilises : le CIMENT PORTLAND

II-2-1-1-2/ Les granulats :

Les granulats utilises sont des graviers issus de carrières, blocs des roches concasses et broyés, ou des granulats roulées, extraits du lit des rivières. pour formes une pierre artificielle selon le concept traditionnelles granulats constituent le squelette du béton ,la taille des granulats varie en fonction de celle du coffrage , de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton recherche, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres , la plus grande dimension et la plus petits par exemple , un gravier 5/15 est compose de particules dont le diamètre varie entre 5 et 15 mm , pour les bétons employés en bâtiment , les granulats les plus courants sont des graviers 5/15 et 15/25.

II-2-1-1-3/ Sable :

Les grains de sable, de même origine que les granulats, ont un diamètre inférieur à 5mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses.

II-2-1-1-4/Eau de gâchages :

L'eau doit être propre, c'est généralement de l'eau potable. S'il contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Il incorporée au mélange liant et granulats afin de commencer sa prise et conférer au béton sa plasticité, donc son ouvrabilité. La consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau, plus un béton est liquide, plus il est facile à travailler.

II-2-1-1-5/Dosage :

La composition courante d'1m³ de béton est la suivante :

350kg de ciment CPA325

400 kg de sable D_s < 5mm

175L de l'eau de gâchage

800kg de gravillon 3/8 et 15/25.

II-2-1-2/Préparation de béton :**II-2-1-2-1/Malaxage :**

Dans cette phase on mélange les composants à la main, à la pelle ou au moyen mécaniques tel que la « bétonnière » pour des grands travaux, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les constituants selon une composition programmée à l'avance, la production peut atteindre plus de 300m³/h

L'objectif :

Est mélangé suffisamment les composants pour obtenir une pâte homogène, au sein de laquelle les éléments les plus fins, sable et ciment, comblent les vides l'agglomération des granulats ; on doit également envelopper les graviers pour obtenir, une fois sec un matériau reconstitution d'une roche.

II-2-1-2-2Coulage :

Le béton peut être transporté jusqu' au chantier par des toupies, bétonniers montées sur camion .un pompe à béton achemine le matériau en hauteur ou sur des sites difficilement accessibles aux camion , sur les gros chantiers , le pompage du béton permet des cadences beaucoup plus importantes que si l'on emploie des bennes amènes par grue sur le lieu du coulage , le béton peut également être projeté au moyen de compresseurs pneumatiques.

II-2-1-2-3 Vibration :

Une fois coulé dans un coffrage, le béton est vibré à l'aide d'aiguilles ou des vibrent électriques mantes directement sur le coffrage, l'air expulsé durant cette phase.

II-2-1-2-4/ Durcissement :

La température ambiante a une grande influence sur le durcissement, ou la prise, du béton. Par temps de gel, il peut être nécessaire de chauffer l'eau, par fois même les granulats avant de malaxer et de couvrir le matériau pour retenir la chaleur dégager par la réaction exothermique lors de la prise du ciment. Par temps très chaud, au contraire, on doit arroser le béton et le garder l'ombre, afin que l'eau nécessaire a la prise ne s'évapore pas et provoque un retrait, c'est à dire une diminution de volume de la pièce. Ce phénomène engendre des fissures dans le béton. Plus le béton est maintenu humide sur une longue période, plus sa résistance sera importante.

II-2-2/Béton armé :

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et d'acier, il est utilisé comme matériau de construction, notamment pour le génie civil, le béton est un matériau peut cher, qui résiste bien à la compression mais très mal à la traction.

L'acier est un matériau qui résiste bien à la compression qu'à la traction.

Dans une structure en BA, les aciers principaux sont positionnés dans les parties tendus du béton pour compenser la mauvaise résistance du béton en traction.

II-2-2-1/Résistance caractéristique de béton :**a/Résistance à la compression :**

C.B.A93 [Art : A. 2.1.1.1]

Pour l'établissement des projets, dans le cas courant le béton est

Caractérisé du point de vue mécanique pour sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

On obtient facilement 25MPa sur chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

La résistance à la compression à « j » jours est donnée par :

$$f_{cj} = j / (4.76 + 0.83 \times j) f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = j / (1.4 + 0.95 \times j) f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

b/Résistance caractéristique à la traction :

C.B.A.93 [Art : A. 2.1.1.2]

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée f_{tj} est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Pour un béton d'une contrainte de compression $< f_{cj}$ à 40MPa

c/Déformation longitudinale du béton :

CBA93 [Art : A. 2.1.2.1]

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformations longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égale à :

$$E_{ij} = 11.000 (f_{cj})^{1/3} \text{ Sous charge d'une courte durée.}$$

Et sous charge d'une longue durée d'application le module de déformations longitudinale différée donnée par : C.B.A [A.2.1.2.2]

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

d/Déformation transversal du béton :

$$G = E/2(1+ \nu) \text{ Avec :}$$

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson est de rapport entre déformation transversale et déformation longitudinale.

D'après BAEL91

$$\nu = 0(E_{LU}) \text{ béton fissuré}$$

$$\nu = 0.2(ELS) \text{ le domaine de traction à l'état élastique.}$$

Et d'après le CBA 93[Art : A.2.1.3]

$$\nu = 0.2 \text{ Pour le calcul des déformations}$$

$$\nu = 0 \text{ Pour le calcul des sollicitations.}$$

➤ **Etat limite ultime:**

1/Diagramme contrainte – déformation :

(BAEL91 Art A.4.3.41)

Le diagramme caractéristique contrainte – déformation du béton est représenté sur la figure suivante dite « parabole – rectangle » :

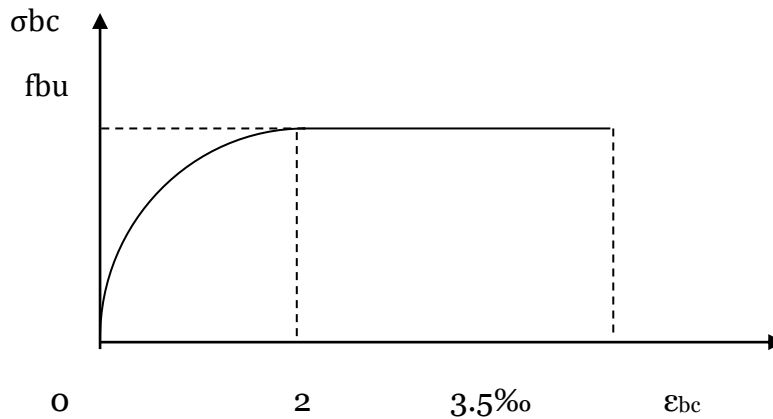


Figure 01 : Diagramme contrainte – déformation à L'ELU

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré et jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2\%$ est d'une contrainte de compression de béton donné par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow \text{contrainte ultime du béton en compression.}$$

θ : Dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'actions (contrainte)

$$\theta = 1 \Rightarrow \text{Si } t \geq 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0.09 \Rightarrow \text{Si } h \leq t \leq 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.85 \Rightarrow \text{Si } t < 1 \text{ h}$$

γ_b : Coefficient de sécurité tenue en compte de l'erreur commise dans la détermination de la résistance de béton

$$\gamma_b = 1.50 \text{ En situation normale}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ En situation accidentelle.}$$

2/Contrainte ultime de cisaillement :

BAEL91 [Art: A.5.2.11]

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Avec :

$$\tau_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \text{ Cas normale (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) \text{ Cas ou fissuration est préjudiciable.}$$

➤ **Etat limite de service:**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme de contrainte reste dans le domaine élastique linéaire et est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ admissible}$$

Avec : $\sigma_{bc} - \text{admissible} = 0.6 f_{c28}$

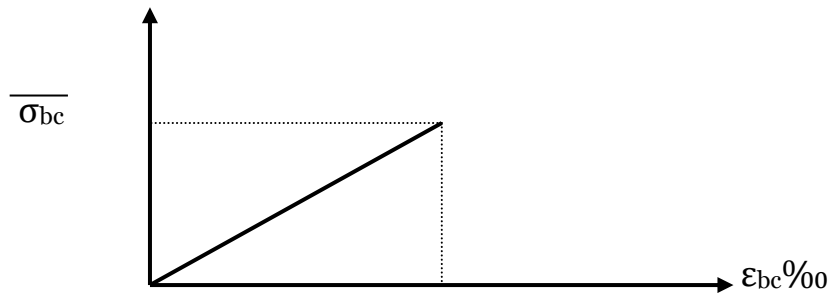


Figure 02 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELS

e/Retrait et fluage :

(Art : A.2.1.1.2) C.B.A93

e-1/Le retrait :

Lors du séchage à l'air libre, le béton subit une diminution de son volume, on 'Algérie on admet le raccourcissement relatif de retrait égale à :

$$\varepsilon = \Delta l / l$$

e-2/Le fluage :

Le fluage correspond à une déformation croissante dans le temps se l'effet d'une contrainte constante.

Il dépend de plusieurs paramètres :

- L'épaisseur moyenne de la pièce
- La contrainte appliquée.
- Le dosage en ciment
- La teneur en eau
- L'humidité
- La température
- L'âge de mise en tension

Et il est exprime par la relation :

$$\epsilon_{fl} = \epsilon_{ic} k_{fl} (t_1 - t_0) f(t - t_1)$$

t_0 : date de bétonnage

t_1 : date de mise on charge

ϵ_{ic} : σ / E_{i28} , déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte.

II-2-3/Aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage.

Son rôle est d'absorber les efforts de traction de cisaillement et de torsion on distingue deux types d'aciers :

➤ Aciers doux ou mi-durs avec une teneur en carbone de :

0.15 à 0.25%

➤ Aciers durs avec une teneur en carbone de 0.25 à 0.40 %

Et du point de vus constructif on distingue :

- les ronds lisses
- les barres à haute adhérence
- les treillis soudés.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers et la limite élastique garantie « f_e »

II-2-3-1/Le module longitudinal de l'acier pour toutes les nuances est :

$$\sigma_s / \epsilon_s = E_s = 2.10^5 \text{MPa} \text{ (CBA93Art: A.2.2.1) et (B.A.E.L.91)}$$

II-2-3-2/Le tableau suivant nous donne quelque exemple d'aciers :

Type	Nuance	Limite élastique f_e MPa	ϵ_{es} ‰
Barre HA	$F_e E40$	400	1.74
	$F_e E50$	500	
Rand lisse	$F_e E22$	215	0.935
Treillis	$\varnothing \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\varnothing > 6\text{mm}$	441	1.917

Tableau01 : Donne les caractéristiques mécaniques des aciers

Pour notre projet on prend les barres à haute adhérence HA

$$F_e E400 \Rightarrow f_e = 400\text{MPa}$$

$E_s = 2 \times 10^5 = 200000\text{MPa}$

II-2-3-3/Diagramme expérimentale (réel) des contraintes-déformations $\sigma - \epsilon_s$:

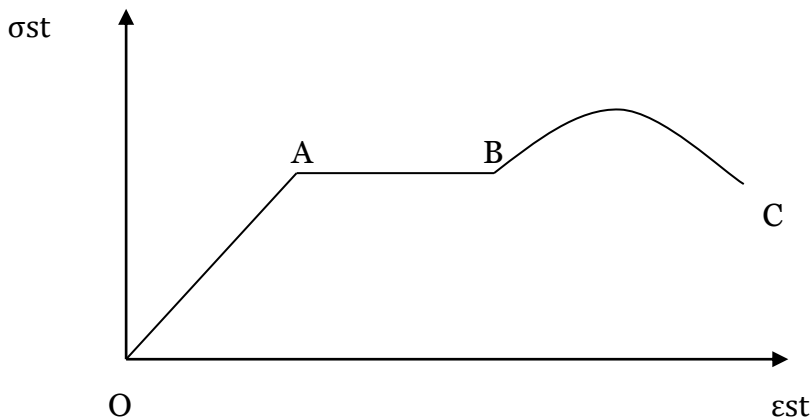


Figure 03: Diagramme contrainte – déformation de l’acier

La phase OA : phase de déformation linéaire (élastique)

L’allure de la courbure est linéaire $\tan \alpha = \sigma_s / \epsilon_s = \text{constante}$

La loi de Hooke est applicable.

La phase AB : la phase plastique (élasto- plastique)

La déformation non linéaire (non revient pas à l’état initiale).

La phase BC : la phase de ruine (rupture) de matériau

II-2-3-4/Diagramme contraintes –déformations de calcul :

(Art : A.2.2.2 B.A.E.L.91):

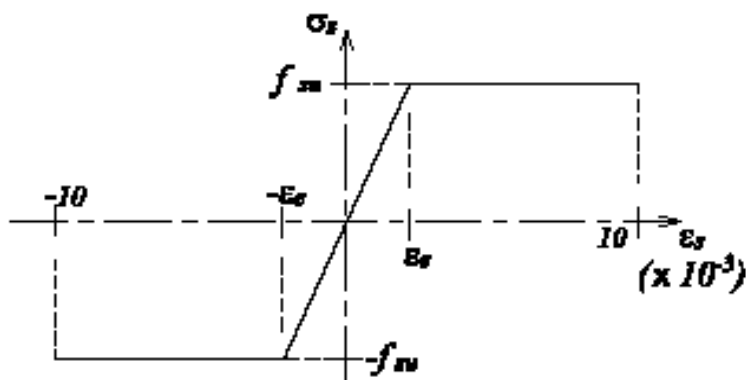


Figure 04: Diagramme contrainte – déformation de l’acier à l’ELU

II-2-3-5/Contrainte limite:

➤ **An ELU:**

La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1$ Pour les situations accidentelles

$\gamma_s = 1.15$ Pour les situations normales (fondamentales).

➤ **An ELS:**

Pour l'état limite d'ouverture des fissures la contrainte des armatures est limitée à : diagramme contraintes-déformations de calcul.

σ_{st} : Peut être prendre trois valeurs en fonction de la fissuration.

- 1) Fissuration non préjudiciable (non nuisible) pas de limitation de σ_s (aucune vérification)
- 2) Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- 3) Fissuration très préjudiciable, $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min}(1/2f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ avec :}$$

η : Coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les rondes lisses.
- $\eta = 1.6$ pour les Barres à haute adhérence.

II-4/Les états limitent :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction.

(Ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

II-4-1/Etat limite ultime de résistance:

(Art : A.4.3.1C.B.A.93)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure .Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteint, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue:

- 1) Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- 2) Etat limite de l'équilibre statique.
- 3) Etat limite de stabilité de forme « flambement »

II-4-2/Etat limite de service :

(Art : A.4.5.C.B.A.93)

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de structure (fissures, fuites, désordres divers). cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitations et /ou de durabilité. On distingue :

- 1) Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures
- 2) Etat limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable
- 3) Etat limite de déformation : flèche maximale

II-5/ les actions :

[Art : A.3.1.CBA93]

II-5-1/Définition :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples,...) dus aux charges appliquées à la structure (permanentes, climatiques, d'exploitations, sismiques, etc...), ainsi que les conséquences des déformations statique ou d'état (retrait, tassement d'appuis, variation de température, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

II-5-2/ Type d'actions : Les trois types d'actions appliquées à la structure sont les suivantes :

- Actions Permanente : « G »
- Actions variable : « Q »
- Actions accidentelles : « Fa »

II-6/ Sollicitations:

II-6-1/ Définition:

Les sollicitations sont les efforts (effort normale, effort tranchant) et des moments (moment de flexion, moment de torsion) provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions.

II-6-2/ Sollicitations de calcul à l'ELU :

- Combinaisons fondamentales
- Combinaisons accidentelles.

II-6-3/ Sollicitations de calcul à l'ELS :

- Combinaisons rares.
- Combinaisons fréquentes.
- Combinaisons quasi-permanentes.

II-7/Règles des trois pivots :

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (05) tel que :

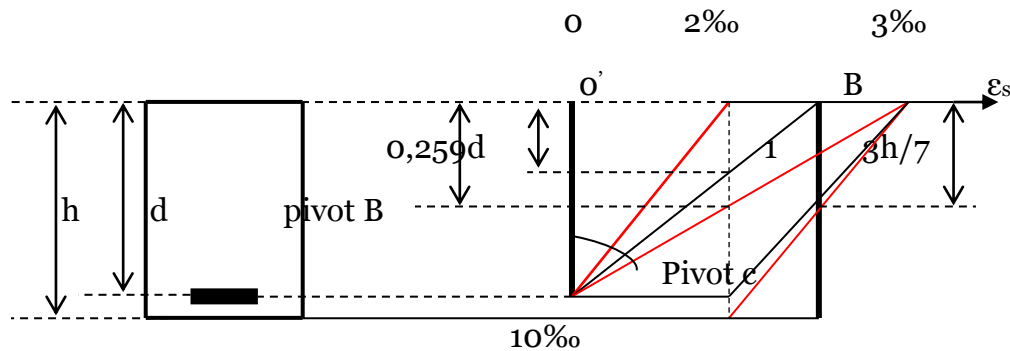


Figure 05: Diagramme de déformation limite de la section

Pivot A : Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : Flexion avec état ultime atteint dans le béton.

Pivot C : Compression simple ou composée.

II-8/Hypothèses de calcul :

II-8-1/ aux états limite service :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques.
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton

$$(n = E_s / E_b) \text{ Est pris égal à } 15.$$

II-8-2/ aux états limites ultimes :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

II-9/Tableau 02 : représente un résumé des caractéristiques mécaniques des matériaux :

BETON	ACIER
<p>Ciment dosé à 350kg / m³ R. de béton à la compression : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$ R. de béton à la traction : $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton : $E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$ Module de déformations longitudinales différées : $E_{vj} = 10721.4\text{MPa}$ Coefficient de sécurité de béton : $\gamma_b = 1.5$ situation normale $\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle Contrainte ultime de cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ avec : $\tau_u = \min(0.20 f_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ $= 3.33\text{MPa}$ Le retrait : $\epsilon = \Delta l / l$ Le fluage : $\epsilon_{fl} = \epsilon_{ic} k_{fl} (t_1 - t_0) f(t - t_1)$</p>	<p>Des barres hautes adhérence HA La nuance d'acier : $F_e E400$ $f_e = 400\text{MPa}$ Contrainte limite de l'acier $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ $\sigma_s = 348\text{MPa}$ Coefficient de sécurité de l'acier : $\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles $\gamma_s = 1.15$ pour les situations normale (fondamentale). η : coefficient de fissuration $\eta = 1.6$ pour les barres HA. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 2.10^5\text{MPa}$ Cas de fissuration: Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$</p>

Chapitre III : Pré-dimensionnement :

III-1/Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le but de pré dimensionnement c'est le « pré calcul » des dimensions des différents éléments de la structure.

Il sera fait selon les règles du B.A.E.L.91 et la vérification selon R.P.A 99 version 2003.

Pour arriver à déminer une épaisseur économique, afin d'éviter un surplus d'aciers et du béton.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

III-2/ Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

III-2-1/Pré-dimensionnement du plancher :

a. Les planchers en corps creux :

On choisit les planchers en corps creux pour les raisons suivantes :

- ▲ La facilités de réalisation.
- ▲ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- ▲ Réduction du cout de la construction.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$ht \geq L / 22.5$$

L : la portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis.

ht: Hauteur totale du plancher.

$$ht \geq 4.64 / 22.5 = 0.2062m = 20.62cm \Rightarrow ht = 24cm$$

20cm : hauteur de corps creux.

04cm : hauteur de la table de comprissions.

b. Vérification pour le choix du plancher en corps creux :

Sur charge modérée.

III-2-2/Evaluation des charges pour les planchers :

III-2-2-1/Plancher terrasse inaccessible:

➤ **Charge d'exploitation:**

$Q = 1\text{KN/m}^2$

➤ **Charge permanente:**

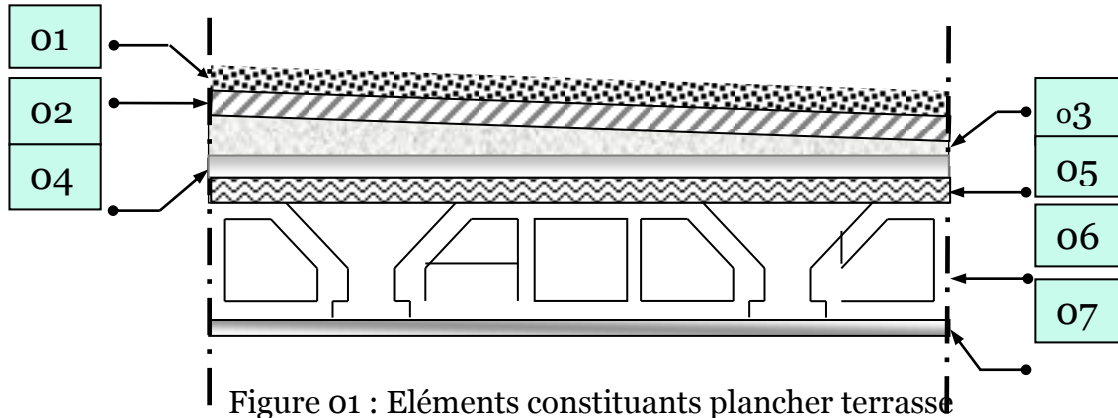


Figure 01 : Eléments constitutifs plancher terrasse

Eléments constitutifs plancher terrasse	Epaisseur (e) (cm)	Masse surfacique d'après DTR (KN/m ²)
1-protection lourd en gravillons roulés propre 15/25.	5	0.85
2-Etanchéité multi couche.		
3-forme de pente (béton maigre).	2	0.12
4-par vapeur.	10	2.20
5-Isolation thermique.	/	0.07
6-Plancher en corps creux.	4	0.16
7-Enduit en plâtre.	20+4	3.30
	2	0.24
$G_t = 6.94\text{KN/m}^2$		

III-2-2-2/Plancher d'étage courant:

➤ **Charge d'exploitation :**

$Q = 1.5\text{KN/m}^2$

➤ **Charge permanente:**

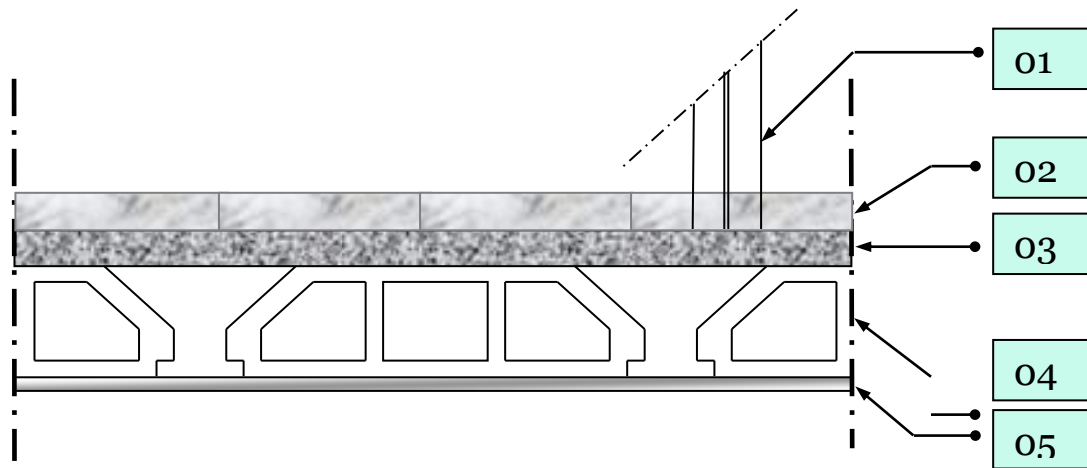


Figure 02: constituants d'un plancher étage

Eléments constituants plancher étage	Epaisseur (e) (cm)	Masse surfacique d'après DTR (KN/m ²)
1- Cloison de réparation.	/	01
2-Revêtement carrelage.	2	0.44
3-Chape en mortier de ciment.	2	0.40
4-Plancher en corps creux.		
5-Enduit en plâtre.	20+4	3.30
6-Lit de sable.	2	0.24
	2	0.36
$G_t = 5.74 \text{KN/m}^2$		

➤ **Vérification:**

$$Q_{\max} \leq \max (2G; 5\text{KN/m}^2)$$

Pour la terrasse inaccessible :

$$G_t = 6.94\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 13.88\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

Pour les étages:

$$G_t = 5.74\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq 11.48\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

III-2-3/Les dalles pleines :

Les dalles ou plancher, sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux deux autres dimensions; elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis, l'épaisseur des dalles dépend de plus condition et de vérification.

De conditions suivantes :

a. Condition de résistance au feu :

$e = 7\text{cm} \Rightarrow 1$ heure de coup feu

$e = 11\text{cm} \Rightarrow 2$ heures de coup feu

On prend: $e = 11\text{cm}$

b. Isolation phonique:

La loi des masses exige pour un bon confort acoustique une épaisseur $e \geq 16$ cm

On prend: $e = 15$ cm

c. Condition de flèche (condition de résistance a la flexion) :

Pour une dalle reposant sur quatre appuis la condition à vérifier est :

$$L_{\max} / 50 \text{ cm} \leq e \leq L_{\max} / 40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 464 / 50\text{cm} \leq e \leq 464 / 40 \text{ cm} \Rightarrow 9.28\text{cm} \leq e \leq 11.6\text{cm}$$

On prend: $e = 11\text{cm}$

d. Condition de confort :

$$e \geq 14\text{cm}$$

On prend: $e = 14\text{cm}$

Conclusion:

$$e = \max(e_1, e_2, e_3, e_4)$$

$$= \max(11\text{cm}, 15\text{cm}, 11\text{cm}, 14\text{cm})$$

\Rightarrow On prend une dalle pleine d'épaisseur :

$$e = 15 \text{ cm}$$

III-2-4/L'acrotère:

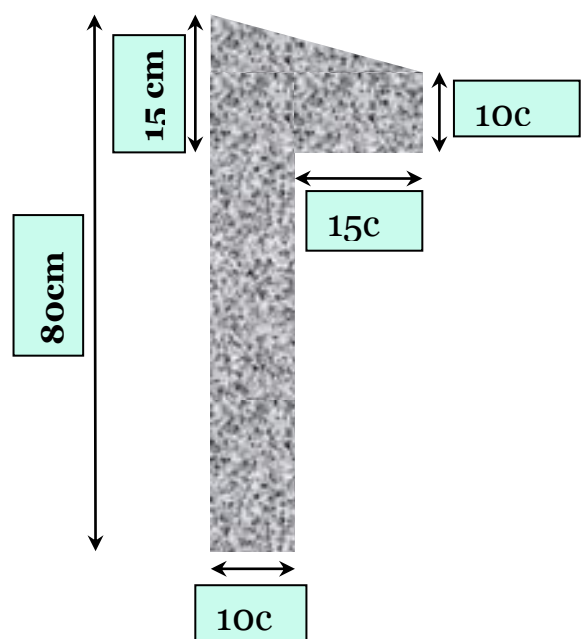
Section transversale de l'acrotère:

$$S = [(0.1 \times 0.65) + (0.10 \times 0.25) + \frac{1}{2} (0.05 \times 0.25)] = 0.09625\text{m}^2$$

Poids propre de l'acrotère:

$$G = S \times \gamma_{BA} = 0.09625 \times 25 = 2.406\text{KN/ml}$$

Surcharge (main courante)



$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III-3/Pré-dimensionnement des éléments porteurs:

III-3-1/Les poutres :

Selon le B.A.E.L 91 pour des poutres courantes de section rectangulaire

Il faut vérifier que:

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

Tel que:

L : la plus grande portée entre nus d'appuis

H: hauteur de la poutre.

III-3-1-1/Les poutres transversales (principales) :

Selon le BAEL 91 et à partir de la condition de flèche :

$$L = 5.29\text{m} = 529\text{cm}$$

$$529 / 15\text{cm} \leq h \leq 529 / 10\text{cm}$$

$$35.27\text{cm} \leq h \leq 52.9\text{cm}$$

On prend: $h = 45\text{cm}$

$$h / 3 \leq b \leq h / 2$$

$$45 / 3 \text{ cm} \leq b \leq 45 / 2\text{cm}$$

$$15\text{cm} \leq b \leq 22.5\text{cm}$$

On prend :

$b = 30\text{cm}$ pour la facilité d'exécution.

Donc : on prend une section des poutres principales ($b \times h$)

$$= (45 \times 30) \text{ cm}^2$$

III-3-1-2/Les poutres longitudinales (secondaires) :

$$L = 4.64\text{m} = 464\text{cm}$$

$$464 / 15\text{cm} \leq h \leq 464 / 10\text{cm}$$

$$30.93\text{cm} \leq h \leq 46.4\text{cm}$$

On prend: $h = 40\text{cm}$

$$h / 3 \leq b \leq h / 2$$

$$40 / 3 \text{ cm} \leq b \leq 40 / 2\text{cm}$$

$$13.33\text{cm} \leq b \leq 20\text{cm}$$

On prend :

$b = 30\text{cm}$ pour la facilité d'exécution

Donc : on prend une section des poutres secondaires ($b \times h$)

$$= (40 \times 30) \text{ cm}^2$$

III-3-1-3/Vérification des poutres :

Art : 7.5.1 page 51 de l'R.P.A.99 version 2003

On a:

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b_{\min} = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h_{\min} = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\Rightarrow h_{\min} = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow h / b = 1.5\text{cm} \leq 4\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\Rightarrow h / b = 1.33\text{cm} \leq 4\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

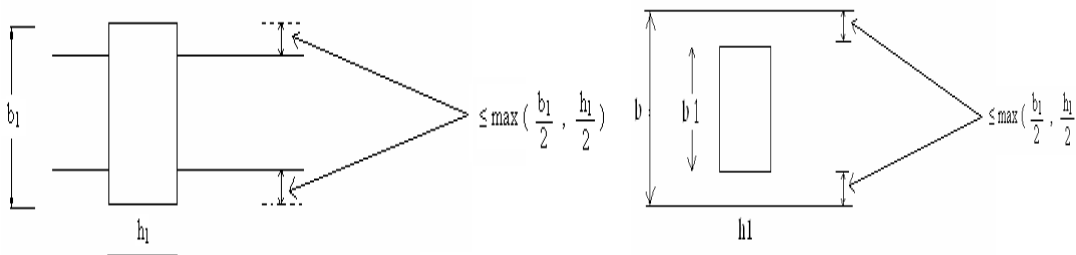


Figure 03 : représenter les dimensions à respecter pour les poutres

♣ Dans la direction transversale:

$$b_1 = 30 \text{ cm}, h_1 = 45 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm} \Rightarrow (30-30)/2 \leq \max(b_1/2, h_1/2)$$

$$\Rightarrow 0 \leq 22.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

♣ Dans la direction longitudinale :

$$b_1 = 30 \text{ cm}, h_1 = 40\text{cm}, b = 30 \text{ cm} \Rightarrow (30-30)/2 \leq \max(b_1/2, h_1/2)$$

$$\Rightarrow 0\text{cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

III-3-2/Les poteaux :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA 93, préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque cote en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((Br. f_{c28}/0,9 \gamma_b) + (A \times f_e/\gamma_s))$$

Pour la vérification des dimensions de poteaux on utilise la formule suivante :

$$Br \geq b N_u / ((\sigma_{bc}/0,9) + 0,85 (f_e/\gamma_s) (A/Br)) \dots \dots \dots (D'après les règles BAEL91).$$

Pour la détermination de (N_u) il faut prendre le poteau le plus sollicité et lui faire la descente des charges.

On prend : pour les poteaux une section rectangulaire ($b \times h$) = (45×30) cm²

III-3-2-1/Vérification des poteaux selon les régales de l'R.P.A.99 version 2003 :

Notre projet implanté en zone III (forte sismicité)

D'après R.P.A.99 version 2003

Art : 7.4.1 (page 47-48)

On a :

Min (b_1, h_1) ≥ 30cm en zone IIb et III

$$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$$

➤ **Vérification :**

Min (b_1, h_1) ≥ $h_e / 20$

Min (30 ,45) = 30cm = 30cmcondition vérifié.

$$30/45 = 0,67$$

$1/4 \leq 0,67 \leq 4$condition vérifié.

$$h_e / 20 = 297,5/20 = 14,875cm.$$

30cm ≥ 14,875cmcondition vérifié.

Donc on prend une section rectangulaire ($b \times h$) = (30×45) cm²

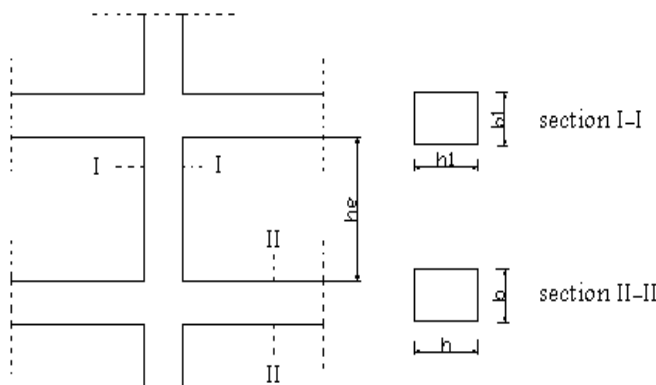


Figure 04 : représenter les dimensions à respecter pour les poteaux

III-3-2-2/Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- ▲ Le poids propre de l'élément.
- ▲ La charge de plancher qu'il supporte.
- ▲ La part de cloison répartie qui lui revient.
- ▲ Les éléments secondaires (escalier, acrotère).

➤ **Charge permanentes:**

Elles résultent du poids volumique des matériaux mis en œuvre

➤ **Charges variables:**

Elle résulte de l'exploitation envisagée par les maitres d'ouvrage pour la construction considéré.

III-3-2-3/Evaluation des charges et sur charges :

Elles seront déterminées suivant le document technique règlement D.T.R.B.C.2.2.

III-3-2-3-1/Balcon:

➤ **Charge permanentes:**

Constituants d'un balcon	Épaisseur (cm)	Masse surfacique (KN/m ²)
1-Carrelage	02	0.44
2-Mortier de pose	02	0.40
3-Lit de sable	0.2	0.36
4-Enduit de plâtre	02	0.24
5-Poids propre de la dalle (plancher en corps creux)	20+4	3.30
		G _t = 4.74 KN/m ²

➤ **Charge d'exploitation :**

$Q = 3.5\text{KN} / \text{m}^2$

III-3-2-3-2/Mur extérieur:

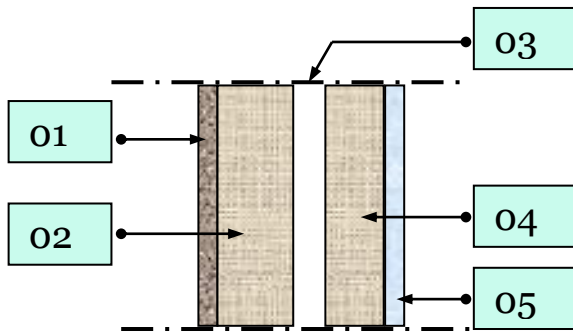


Figure 05 : Eléments constituant un mur extérieur

➤ Charge permanentes :

Constituants d'un mur extérieur	Epaisseur(e) en cm	Masse surfacique KN/m ²
1-Revêtement extérieur (enduit de ciment).	02	0.36
2-Brique creuse extérieur.	15	1.3
3-Lame d'air.	05	/
4-Brique creuse intérieure.	10	0.9
5-Revêtement intérieur (enduit de plâtre).	02	0.24
		G _t = 2.8KN/m ²

III-4/Calcul de la descente des charge permanentes et sur charge d'exploitation :

III-4-1/Poteau centrale : de section (45×30) cm²

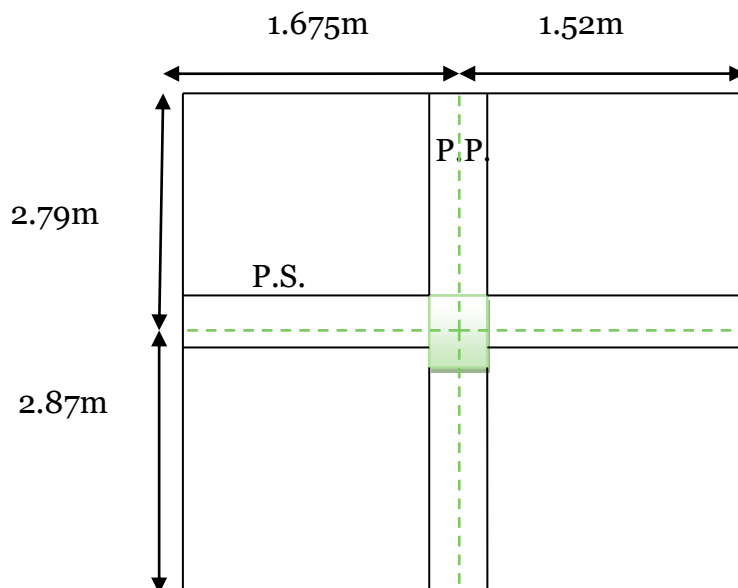


Figure 06 : section transversal d'un poteau centrale

La surface afférente :

Poteau: (45×30) cm²

Poutre transversale: (45×30) cm²

Poutre longitudinale: (40×30) cm²

$$S_a = [(2.87-0.225) (1.675-0.15)] + [(2.87-0.225) (1.52-0.15)] + [(2.79-0.225) (1.675-0.15)] + [(2.79-0.225) (1.52-0.15)] = 15.33m^2$$

$$\Rightarrow S_a = 15.33m^2$$

III-4-1-1/Calcul de la charge permanente :

Niveaux	Désignation des éléments et le calcul	Charge G(KN)
Terrasse	Plancher terrasse $\gamma_{BA} = 25KN/m^3$ Poutre transversale Poutre longitudinale	$6.94 \times 15.33 = 106.3902KN$ $(0.45 \times 0.3)(2.645+2.565) \times 25 = 17.584KN$ $(0.4 \times 0.3)(1.525+1.37) 25 = 8.685KN$ 132.659 KN
N ₁₁	N terrasses Poteau	132.659KN $(0.45 \times 0.3) 25 \times 2.975 = 10.041KN$ 142.7 KN
N ₂₂ N ₃₃ N ₄₄ N ₅₅	N ₁₁ Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Poteau	142.7KN $5.74 \times 15.33 = 87.994KN$ $(0.45 \times 0.3) 25 \times 5.21 = 17.584KN$ $(0.4 \times 0.3) 25 \times 2.895 = 8.685KN$ $(0.45 \times 0.3) 25 \times 2.975 = 10.041KN$ 267.004 KN
N ₆₆	N ₅₅ Poteau	267.004KN $(0.45 \times 0.3) 25 \times 3.5 = 11.813KN$ 278.817 KN
	G total	278.817 KN

III-4-1-2Calcul de la surcharge Q :

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau rectangulaire le plus chargé sont calculées par l'application de la loi de dégression :

Loi de dégression ; [Art : 6.3.de DTR] {Document technique règlementaire}

Condition d'application de loi de dégression :

$n \geq 5$ Avec n : nombre des niveaux du bâtiment.

Q_0 = la charge d'exploitation sous toit ou terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 \dots$: les charges d'exploitation respectivement des étages.

Niveaux	Surcharge (loi de dégression)	Charge Q(KN)
Terrasse	Q_0	15.33 KN
N_{11}	$Q_0 + Q_1$	38.325 KN
N_{22}	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	59.02 KN
N_{33}	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	77.417 KN
N_{44}	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	93.513 KN
N_{55}	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	107.31 KN
	Q total	107.31 KN

$N_u = 1.35G + 1.5Q$	537.359 KN
$N_s = G + Q$	386.12 KN

III-4-2/Poteau de rive (façade)

Poutre transversale : (45×30) cm²

Poutre longitudinale : (40×30) cm²

Poteau : (45×30) cm²

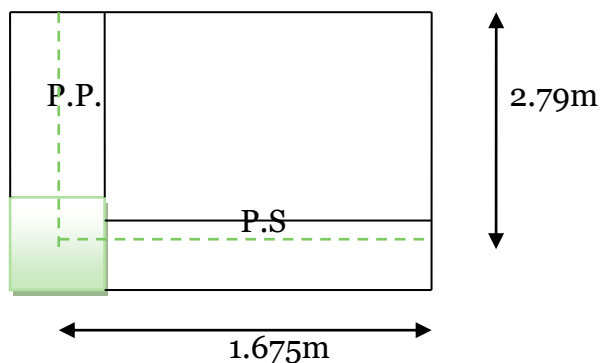


Figure 07 : section transversal d'un poteau de rive

1) Calcul de la surface afférente :

$$S_a = (1.675 - 0.15) (2.97 - 0.225) = 3.912 \text{ m}^2$$

III-4-2-1/Calcul de la charge permanente :

Niveaux	Désignation des éléments et le calcul		Charge G(KN)
Terrasse	Plancher terrasse	$6.94 \times 3.912 = 27.149$ KN	50.328 KN
	Poutre transversale	$(0.45 \times 0.3) 25 \times 2.565 =$ 8.657 KN	
	Poutre longitudinale	$(0.4 \times 0.3) 25 \times 1.525 =$ 4.575 KN	
	Acrotère	$0.0835((3.35 + 5.58/2) + 0.3) 25 = 9.947$ KN	
N ₁₁	50.328 KN Poteau	50.328 KN $(0.45 \times 0.3) 25 \times 2.975 =$ 10.041 KN	60.369 KN
N ₂₂ N ₃₃ N ₄₄ N ₅₅	N ₁₁ Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale Mur extérieur	60.369 KN $5.74 \times 3.912 = 22.455$ 8.657 KN 4.575 KN $\gamma_{mur} = 2.8 \text{ KN/m}^2$ $[(2.565(2.975 - 0.45)) + (1.525(2.975 - 0.4))] \times 2.8 = 29.130$ KN	125.186 KN
N ₆₆	N ₅₅ Poteau	125.186 KN $(0.45 \times 0.3) 25 \times 3.5 =$ 11.813 KN	136.999 KN
	G total		136.999 KN

III-4-2-2/Calcul de la surcharge Q :

$$S_a = 3.912 \text{ m}^2$$

Loi de digression:

Niveaux	Surcharge	Charge Q(KN)
Terrasse	Q ₀	3.912 KN
N ₁₁	Q ₀ + Q ₁	9.78 KN
N ₂₂	Q ₀ + 0.95 (Q ₁ + Q ₂)	15.061 KN
N ₃₃	Q ₀ + 0.9 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	19.756 KN
N ₄₄	Q ₀ + 0.85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	23.863 KN
N ₅₅	Q ₀ + 0.80 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	27.384 KN
	Q total	27.384 KN

$N_u = 1.35G + 1.5Q$	226.02 KN
$N_s = G + Q$	164.383 KN

Conclusion:

Le poteau le plus sollicité c'est le poteau central

III-4-3/Vérification de l'élançement du poteau le plus sollicité :

Soit un poteau de section rectangulaire ($a \times b$).

L'élançement (λ) de ce poteau est défini par le rapport : $\lambda = l_f / i$

i : le rayon de giration qui égale à :

$$i = \sqrt{I/B}$$

Avec :

$I = bh^3 / 12$ {moment d'inertie minimale de la section}

$B = a \times b$ {l'aire de la section de béton}

L_f = longueur de flambement

$L_f = 0.7 l_o$ (dans le cas des bâtiments, par ce que les poteaux encastrés à la base et libre dans sons têtes).

$$L_o = 2.975 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 2.975 = 2.0825 \text{ m}$$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 50$ pour que toutes les armatures du poteau considéré participent à la résistance.

$$\lambda = \sqrt{12} \times l_f / a = \sqrt{12} \times 2.0825 / 0.3 = 24.047 \leq 50 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

III-4-3-1/Vérification de la ductilité :

Selon RPA 99 Version 2003(article 7.4.3.1 page 70)

III-4-3-1-1/Rupture de ductilité :

Rupture précédée de déformations irréversibles installées à la différence d'une rupture fragile qui est soudaine et quasi-instantanée.

Limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\sigma = N_{ser} / (B \times f_{c28}) \leq 0.3$$

Vérification :

$$\sigma = 386.12 \times 10^3 / (450 \times 300 \times 25) \leq 0.3 \Rightarrow \sigma = 0.114 \leq 0.3 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

III-4-3-1-2/Justification des poteaux :

Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis à une compression centrée » Art : 8.4.1 de BAEL91/99

$$N_{ulimite} = \alpha [Br. f_{c28} / 0.9\gamma_b + A. f_e / \gamma_s]$$

Avec:

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Br. : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

α : Est un coefficient fonction de l'élançement mécanique qui prend les valeurs suivantes:

$$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{pour: } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 (50/\lambda)^2 \quad \text{pour: } 50 < \lambda \leq 70$$

Pour notre cas :

$$\lambda \leq 50 \quad \text{Alors: } \alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 = 0.78$$

$$Br. \leq N_{ulimite} / (f_{c28} / 0.9\gamma_b + f_e / \gamma_s \times A / Br.) \alpha$$

En considérant le pourcentage minimale de l'acier d'une section en zone III selon les règles du RPA99/2003, Art : 7.4.2.1 page 48

$$A / Br. = 0.9\% = 0.009$$

$$Br. \geq \frac{\alpha \times N_u}{\frac{f_{c28}}{0.9} + 0.85 \frac{400 A}{1.15 Br}}$$

$$Br. \geq 0.138 \text{m}^2$$

Alors :

$$a = Br. / 0.44 = 0.31 \text{m}$$

$$\text{On prend : } a = 30 \text{cm}$$

$$b = Br. / 0.31 = 0.44 \text{m}$$

$$\text{On prend : } b = 45 \text{cm}$$

Donc : on prend une section rectangulaire des poteaux qui égale à $(a \times b) = (45 \times 30) \text{ cm}^2$ pour tous les niveaux de la structure.

III-5/Pré dimensionnement des voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, destinés à reprendre, en plus de 20% de la charge verticales, et d'autre part assurer avec les portiques la stabilité de l'ouvrage sous des chargements horizontaux, tel que le séisme et/ou le vent.

D'après l'RPA99 version 2003, [Art 7.7.1 page 56]

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition

$$L \geq 4a.$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

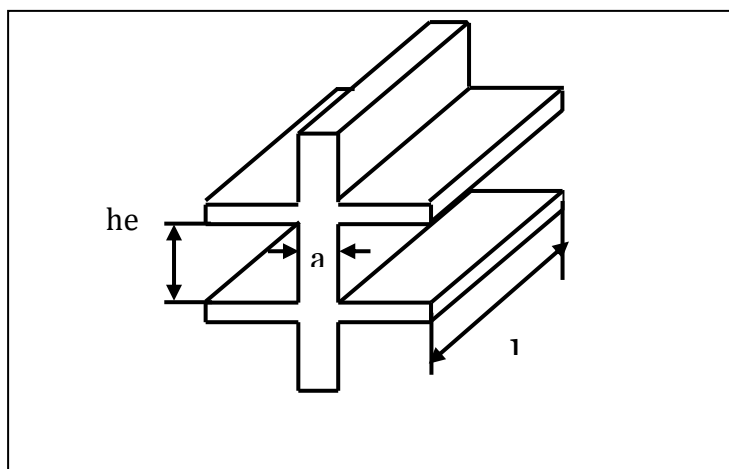


Figure 08 : coupe de voile en élévation

Avec :

a : Épaisseur de voile.

L : longueur de voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

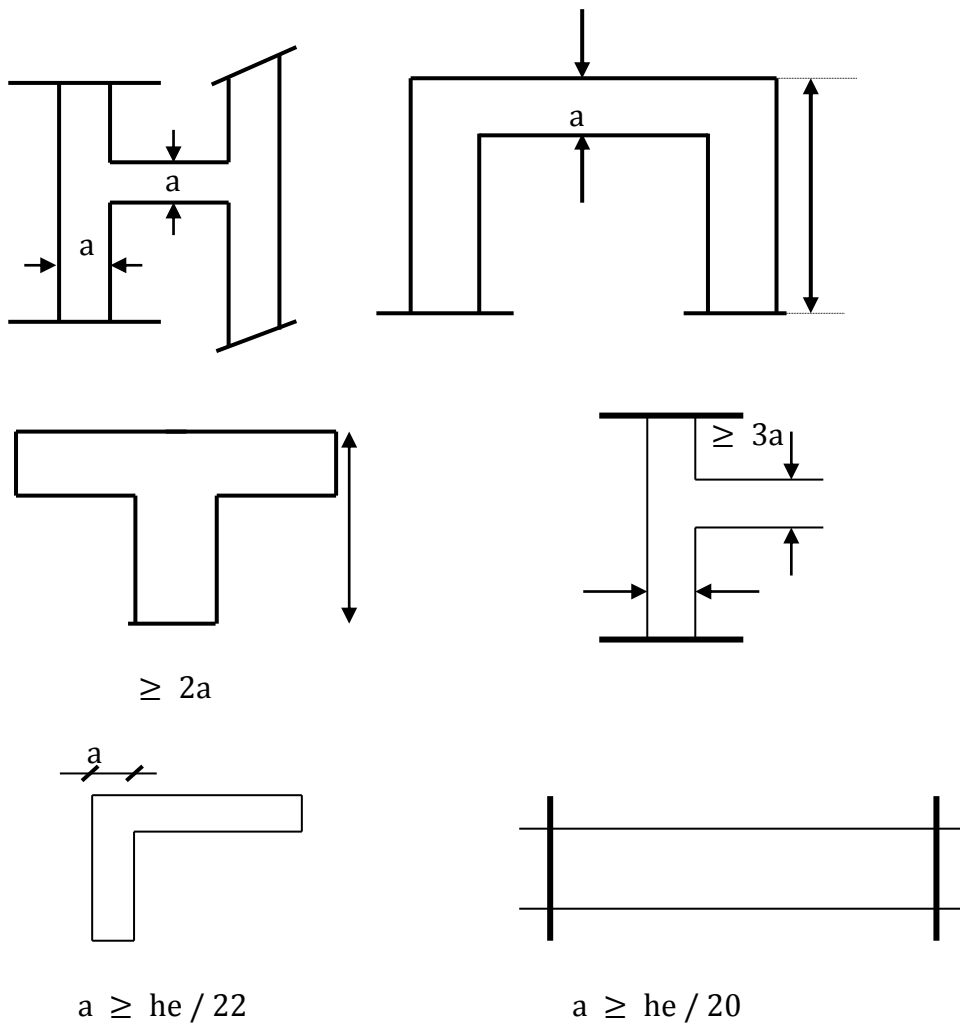


Figure 09 : coupes de voile en plan

On a: $he = 2.975\text{m}$

$a \geq \max (he / 25, he / 22, he / 20)$

Tel que:

$$he / 25 = 2.975 / 25 = 11.90\text{cm}$$

$$he / 22 = 2.975 / 22 = 13.52\text{cm}$$

$$he / 20 = 2.975 / 20 = 14.88\text{cm}$$

} on prend $a = 20\text{cm}$

IV/Etude des éléments secondaires :

IV-1/L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, elle est calculée comme une console encastrée dans le plancher (base), sollicitée par son poids propre et par la charge due à la main courante.

L'acrotère travaille à la flexion composée avec compression.

IV-1-1/Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement d'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

IV-1-2/Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure ci-après :

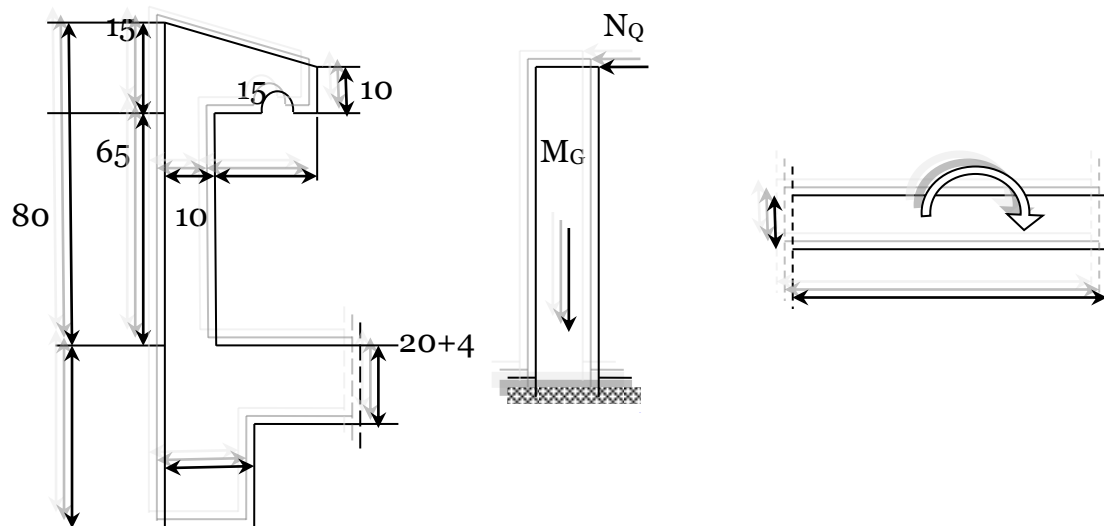


Figure 01 : section transversale de l'acrotère

IV-1-3/Détermination des charges :

Surface de l'acrotère:

$$S = (0.1 \times 0.65) + (0.10 \times 0.25) + 1/2(0.05 \times 0.25) = 0.09625 \text{ m}^2$$

Le poids de l'acrotère:

$$G = S \times \gamma \times 1 = 0.09625 \times 25 \times 1 = 2.406 \text{ KN}$$

Surcharge (main courante)

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment (1.5cm) sur les deux cotées de l'acrotère

$$(0.8 + 0.7 + 0.10 + 0.10 + 0.25) \times 0.36 = 0.702 \text{ KN/ml}$$

IV-1-3-1/La charge permanente :

$$0.702+2.40625 = 3.10825 \text{ KN/ml}$$

IV-1-3-2/Surcharge d'exploitation :

$$Q=1\text{KN/m}^2$$

IV-1-4/Détermination des efforts :

ELU	ELS
$N_u=1.35G=1.35(2.40625)=3.248\text{KN/ml}$	$N_s=G=2.406\text{KN/ml}$
$M_u=1.5Ql=1.5\times 1\times 0.8=1.2\text{KN/ml}$	$M_s=QL=1\times 0.8=0.8\text{KN/ml}$

IV-1-5/Détermination de centre de pression :

On considère une bande de 1m pour le calcul en flexion composée :

$$e_1=M_u/N_u=1.2/3.248=0.37\text{m}=37\text{cm}$$

$$e_1=0.37\text{m}$$

IV-1-6/Ferraillage de l'acrotère :

IV-1-6-1/Calcul à l'ELU

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul

$$e_t=e_1+e_2+e_a$$

e_1 : excentricité de la résultante

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

e_a : excentricité accidentelle

$$e_2=3l^2/h\times 10^4 (2+\alpha\times\Phi)$$

$$\alpha=0$$

$$L_f=2\times l_0=2\times 0.8=1.6\text{m}$$

$$e_2=3l^2/h\times 10^4 (2+\alpha\times\Phi)=(3\times 1.6^2/0.1\times 10^4)\times 2=0.015\text{m} \Rightarrow e_2=0.015\text{m}$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; l/250)=\max (2\text{cm} ; 80/250)=2\text{cm}$$

$$e_a =0.02\text{m}$$

$$e_t=e_1+e_2+e_a$$

$$=0.37+0.015+0.02=0.405\text{m}$$

$$e_t=0.405\text{m} \geq h/6$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $[-h/6, h/6]$ la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf}

$$M_u = M_{uQ} + N_u \cdot e_t = 1.2 + 3.248(0.405) = 2.515 \text{ KNm} .$$

$$\text{Le moment fictif : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.515 + 3.248 \left(0.07 - \frac{0.08}{2} \right) = 2.612 \text{ KNm} .$$

$$M_{uf} = 2.612 \text{ KNm}.$$

$$\mu_{bu} = M_{uf} / b \times d^2 \times f_{bu} = 2.612 \times 10^3 / 100 \times 7^2 \times 14.2 = 0.037$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.0485$$

$$\beta = 0.981$$

$$A_s = M_{uf} / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = 2.612 \times 10^3 / 0.981 \times 7 \times 348 = 1.093 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendues est alors :

$$A_u = A_{u1} - N_u / b \times \sigma_{st}$$

$$\Rightarrow A_u = 1.093 - (3.248 \times 10^3 / 100 \times 348) = 0.999 \text{ cm}^2$$

IV-1-6-2/Vérification à ELU:

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq \max (0.23 d b \cdot f_t / f_e; b h / 1000)$$

$$A_{min} \geq \max (0.845; 0.08) \Rightarrow A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} > A_s \Rightarrow A_s = 1.093 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5\Phi 8$$

L'espacement:

$$S_t \leq \min (3 \times h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 10; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 10; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1.51 / 4 = 0.3775 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.85 \text{ cm}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_r = 3\Phi 6$

IV-1-6-3/Calcul à LES :

$$M_{ser} = 0.8 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 2.511 \text{ KN/ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0.8 / 2.406 = 0.33 \text{ m}$$

$$h/6 = 0.8/6 = 0.13 \text{ m}$$

$e > h/6 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

On calcule la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par apport au CDG des armatures tendues.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te}; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right) \text{ avec } n = 1.6 \text{ pour}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \\ &= \min (266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } e_s = 0.33 \text{ m}$$

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$C = h/2 - e_s = 8/2 - 33 = -29 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} P &= -3c^2 + 90 A_s (d-c/b) = -3(-29)^2 + 90 \times 1.51 (7 - (-29)/100) \\ &= -2474.076 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= -2C^3 - 90 A_s (d-c)^2 / b = -2(-29)^3 - 90 \times 1.51 (7+29)^2 / 100 \\ &= 47016.736 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= q^2 - 4p^3/27 = (47016.736)^2 - 4(-2474.076)^3 / 27 \\ &= -32974384.95 < 0 \end{aligned}$$

$$\text{Donc : } \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p\sqrt{-3/p}} \right) \Rightarrow \varphi = 154.27^\circ$$

$$a = 2\sqrt{-p/3} = 57.43$$

$$Z_1 = a \cos(\varphi/3)$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\Rightarrow Z_1 = 35.81 > 0$$

$$Z_2 = -56.79$$

$$Z_3 = -20.98$$

$$y_{ser} = Z + C$$

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 35.81 - 29 = 6.81 \text{ cm}$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -56.79 - 29 = -85.79 \text{ cm}$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = -20.98 - 29 = -49.98 \text{ cm}$$

Puisque $\Delta < 0$, on choisit parmi Z_1, Z_2, Z_3 la valeur qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d$$

Donc: $y_{ser} = 6.81 \text{ cm}$

Calcul de l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = b y_{ser}^3 / 3 + 15 A_s (d - y_{ser})^2 = 10528.19 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes:

$$\sigma_b = (N_{ser} \times Z / I) y_{ser} = (2.406 \times 35.81 \times 10^3 / 10528.19) 6.81 = 5.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 (N_{ser} \times Z / I) (d - y_{ser}) = (2.406 \times 35.81 \times 10^3 / 10528.19)$$

$$(7 - 6.81) = 23.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b\text{-admissible} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b\text{-admissible} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s\text{-admissible} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \sigma_s\text{-admissible} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV-1-7/Vérification au séisme :

D'après le RPA99 /version 2003

Art : (6. 2.3) page 43

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de la zone tableau 4.1 page 26 du RPA, dépend de la classe de zone et le groupe d'usage

Alger \Rightarrow III

Groupe d'usage \Rightarrow 2 $\Rightarrow A = 0.25$

C_P : facteur de force horizontale varie entre [0.3 - 0.8]

(Tableau 6.1 page 43) de RPA.

L'acrotère travaillé comme une console $\Rightarrow C_P = 0.8$

W_P : poids de l'acrotère

$$W_P = G = \gamma \times S \times 1 = 2.406 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow F_P = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.406 = 1.925 \text{ KN/ml}$$

Calcul de centre de gravité :

$$Y_i = \sum A_i \cdot y_i / \sum A_i = (0.65 \times 0.1) (0.325) + (0.1 \times 0.25) (0.725) / 0.09625$$

$$\Rightarrow Y_i = 0.41 \text{ m} = 41 \text{ cm.}$$

Moment due au séisme:

$$M_E = F_P \times Y_i = 1.925 \times 0.41 = 0.78925 \text{ KN.m}$$

Moment due au G:

$$M_G = N \times e_{\text{tot}} = 3.248 \times 0.405 = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \text{ (RPA99 Version 2003)} \end{array} \right.$$

On a: $M_E < M_G \Rightarrow M_G + M_Q + M_E / M_Q = 0$

$M_G + M_E = 1.32 + 0.78925 = 2.109 \text{ KN.m}$. Selon RPA99 version 2003 dans le cas accidentelle.

$\gamma_s = 1$ pour l'acier

$\gamma_b = 1.15$ pour le béton

$$\sigma_b = 0.85 / \gamma_b \cdot f_{c28} = 0.85 / 1.15 \times 25 = 18.48 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 2.109 \times 10^3 / 100 \times 7^2 \times 18.48 = 0.023 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.023 \Rightarrow (\alpha = 0.0304, \beta = 0.988) \text{ tableau}$$

$$A_{ser} = M / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = 2.109 \times 10^3 / 0.988 \times 7 \times 348 = 0.876 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.109 \times 10^3 / 0.988 \times 7 \times 400$$

$$A_s = 0.762 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s < A_{ser} = 0.876 \text{ cm}^2$$

IV-1-8/Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \min (0.2 f_{c28} / \sigma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_{u\text{-admis.}} = 3.33 \text{ MPa}$$

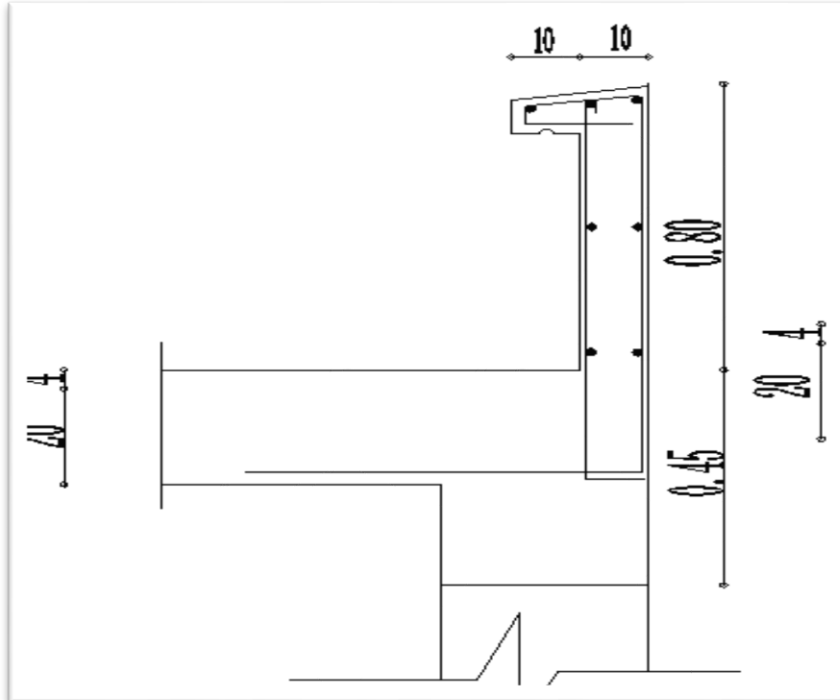
$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = 1.5 / b \cdot d = 1.5 / 1 \times 0.07 = 2.14 \text{ MPa}$$

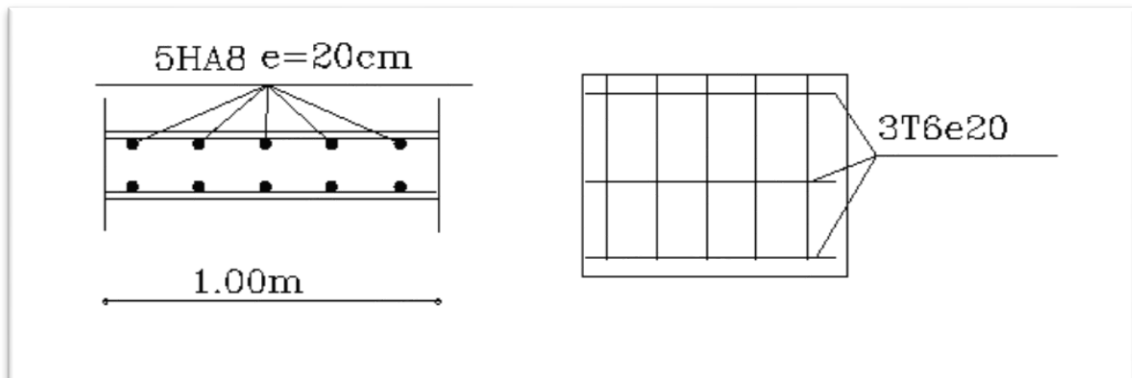
$\Rightarrow \tau_u < \tau_{u\text{-admissible}} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

IV-1-9/Schéma de ferrailage de l'acrotère :

Coupe transversale :



Coupe longitudinale :



IV-2/Les planchers :

Sont des aires pleines horizontales, limitant les étages de point de vue thermique et acoustique, et supportant le revêtement de sol elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (viols, mur, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

IV-2-1/Plancher en corps creux :

La structure a étudié étant une construction courante avec une surcharge modérée.

($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) donc le type de plancher à adopter est un plancher en corps creux ; les poutrelles sont continues et disposées suivant la petite portée travaillent dans un seul sens.

IV-2-2/La largeur à prendre en compte :

En Algérie les entres axes des nervures les plus couramment utilisés sont 50cm et 55cm.

$b_o = (8 - 14) \text{ cm}$ on prend généralement $b_o = 10\text{cm}$ (largeur de la nervure)

Longueur de corps creux $L_c = 50\text{cm}$, donc $b = b_o + L_c \Rightarrow b = 60\text{cm}$.

$h_o = 4\text{cm}$, $h_t = 20 + 4 = 24\text{cm}$.

Les poutrelles sont de forme en T

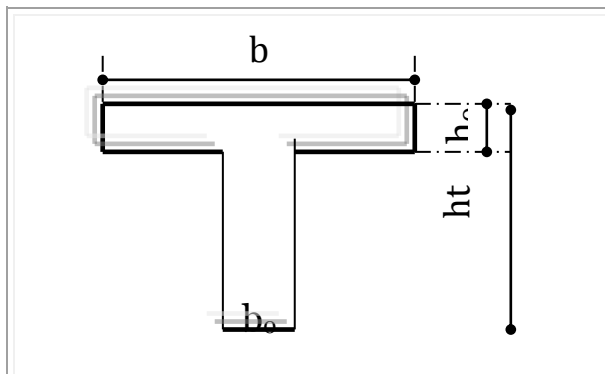


Figure 01 : Section en T de la poutrelle

IV-2-3/Méthode de calcul :

D'après le BAEL91 on peut utiliser deux méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

IV-2-3-1Méthode forfaitaire:

IV-2-3-1-1/Domaine et condition d'applications :

La méthode forfaitaire est applicable pour le calcul des poutres des planchers à sur charge modérés (construction courante) aussi bien pour la vérification aux états limites qu'aux états limites de service.

Elle peut être utilisée sous réserve de remplir toutes les conditions suivants :

- 1/ Admission des petites fissures au niveau des appuis (fissuration peu préjudiciable)
- 2/ L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position)
- 3/ La surcharge d'exploitation est modérée c.à.d. $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$
- 4/ Le moment d'inertie est constante.
- 5/ Les rapports d'une portée sur les portées voisines est compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq (L_i / L_{i+1}; L_i / L_{i-1}) \leq 1.25$$

IV-2-3-1-2/Principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et de moments sur appuis en des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée dite de comparaison, c.à.d. dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumis aux mêmes charges que la travée considérée .

IV-2-3-1-3/Vérification des conditions :

- 1/admission des petites fissures aux niveaux des appuis \Rightarrow condition vérifiée.
- 2/ L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position \Rightarrow Condition vérifiée.
- 3/ La surcharge d'exploitation est modérée c.à.d. $Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

Plancher terrasse :

$$Q = 1\text{KN/m}^2$$

$$G = 6.94\text{KN /m}^2 \text{ donc : } 1 \leq 13.88 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Plancher étage :

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

$$G = 5.74\text{KN /m}^2 \text{ donc : } 1.5 \leq 11.48\text{KN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Balcon :

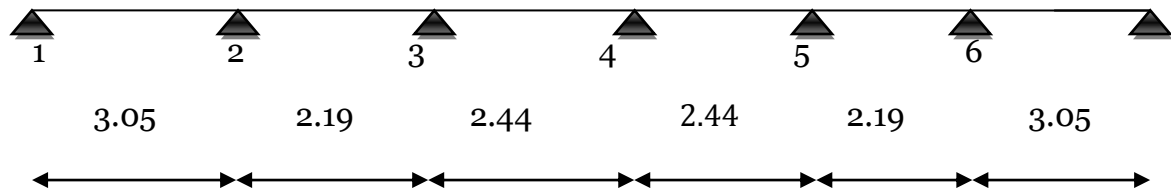
$$Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

$$G = 4.74\text{KN /m}^2 \text{ donc : } 3.5 \leq 9.48\text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4/ Le moment d'inertie est constante. ⇒ Condition vérifiée.

5/ Les rapports d'une portée sur les portées voisines est compris entre 0.8 et 1.25.

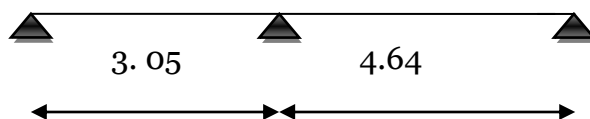
Pour la nervure A :



$$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 2.74/3.05 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 0.90 \leq 1.25 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pour la nervure B :



Dans le cas de la nervure B la 5^{ème} condition n'est pas vérifiée, il faut appliquer la méthode de calcul des planchers à charges d'exploitation relativement élevée (méthode de Caquot).

IV-2-3-2/Méthode de Caquot :

IV-2-3-2-1/Principe de la méthode :

La méthode de calcul proposée par Albert Caquot en (1781 – 1976) par du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considérée.

IV-2-3-2-2/Portées de calcul de Caquot :

- Les moments aux nus d'appuis sont calculés en tenant compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).
- On détache de chaque coté des appuis des travées fictives de longueur l_w et l_e

l_w ou $l_e = 0.8 l_i$ Pour les travées intermédiaires.

l_w ou $l_e = l_i$ Pour les travées de rive sans console.

IV-2-3-2-3/Formulaire:

Moment aux appuis:

$$M_a = - Q_w \cdot l_w^3 + Q_e \cdot l_e^3 / 8.5 (l_w + l_e)$$

Moment aux travées:

$$M(x) = M_w - V_w \cdot X_o - qx_o^2 / 2$$

Avec:

$$M_w = P_w l_w^2 / 8.5$$

$$M_e = P_e L_e^2 / 8.5 \Rightarrow \text{Moment gauche et droite de l'appui.}$$

Effort tranchant:

$$V_w = M_w - M_e / l - q l / 2$$

$$V_e = V_w + q l$$

$X_o =$ (abscisse d'effort tranchant nul)

$$X_o = - V_w / q$$

IV-2-3-2-4/Résumé :

$$b = 0.60m$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{ser} = G + Q$$

KN/ml	Plancher terrasse	Plancher étage	Balcon
G	6.94×b=4.164	5.74×b =3.44	4.74×b =2.84
Q	1×b = 0.60	1.5×b = 0.9	3.5×b = 2.10
q _u	6.52	5.99	6.98
q _{ser}	4.76	4.34	4.94

IV-2-3-3/ Application de la méthode :

IV-2-3-3-1/Plancher terrasse:

➤ **Calcul à ELU:**

Nervure A :

$$q_u = 6.52$$

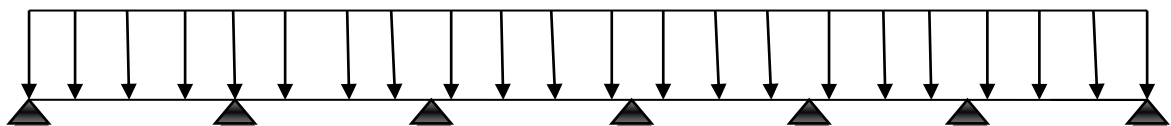


tableau01 : représente les valeurs des moments et les efforts tranchants à l'ELU.

M_a	0	-5.69	-4.15	-4.57	-4.15	-5.69	0
M_e	7.14	3.68	4.57	4.57	3.68	0	
M_w	0	7.14	3.68	4.57	4.57	7.14	
V_w KN	-12.28	-7.67	-10.23	-9.94	-8.61	-7.60	
V_e KN	7.61	9.89	9.66	9.95	9.25	12.29	
X_o (m)	1.88	1.18	1.57	1.52	1.32	1.17	
M_t	11.56	11.65	11.71	12.15	10.25	11.57	
M_{a-max}	-5.69KNm						
M_{t-max}	12.15KNm						

➤ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

Diagramme des moments:

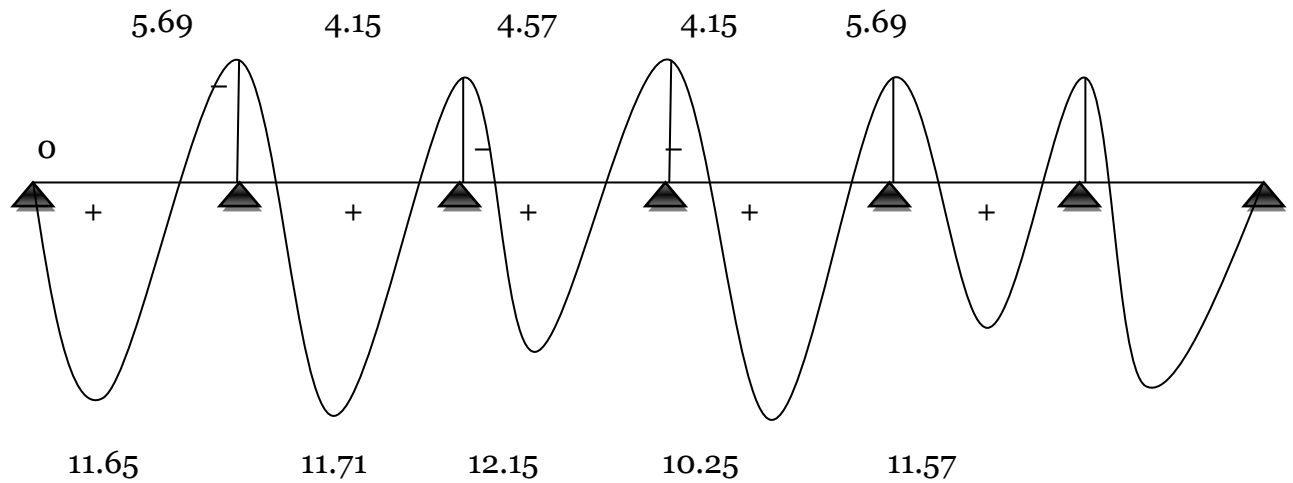
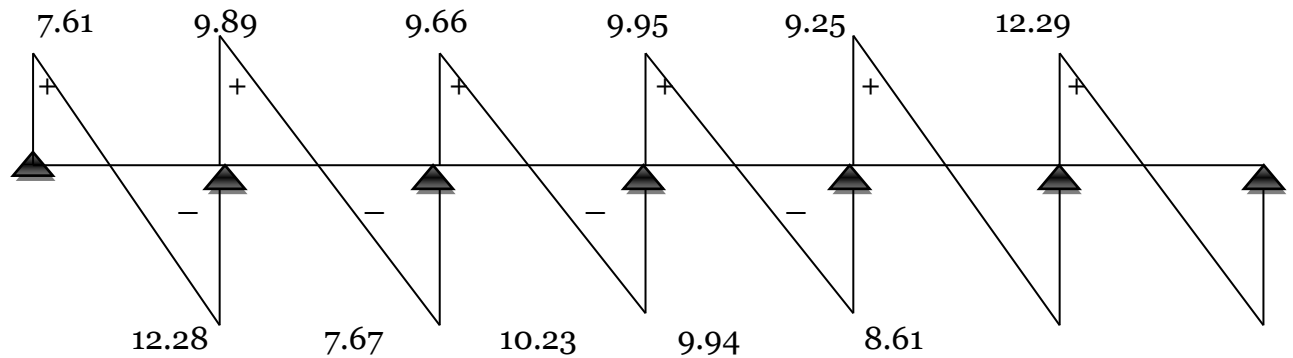


Diagramme des efforts tranchants:



$V_{u-max} = 12.29\text{KN}$

Calcul à l'ELS :

Nervure A:

Résumé:

tableau02 : représente les valeurs des moments et des efforts tranchants pour la nervure A à l'ELS.

M_a	1	2	3	4	5	6	7
KNm	0	-4.15	-3.03	-3.33	-3.03	-4.15	0
M_e	5.21	2.69	3.33	3.33	5.21	0	
M_w	0	5.21	2.69	3.33	2.69	5.21	
V_w KN	-8.97	-5.60	-7.47	-7.26	-7.44	-5.55	
V_e KN	5.55	7.44	7.05	7.26	5.60	8.97	
X_o (m)	1.88	1.18	1.57	1.52	1.32	1.17	
M_t	8.45	8.50	8.55	8.87	8.36	8.45	
M_{a-max}	-4.15KN. m						
M_{t-max}	8.87KN. m						

➤ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**
Diagramme des moments:

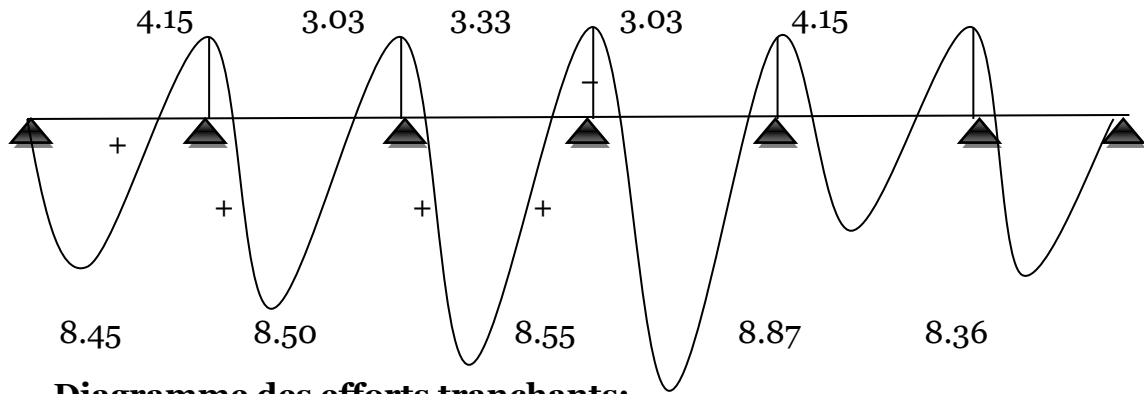
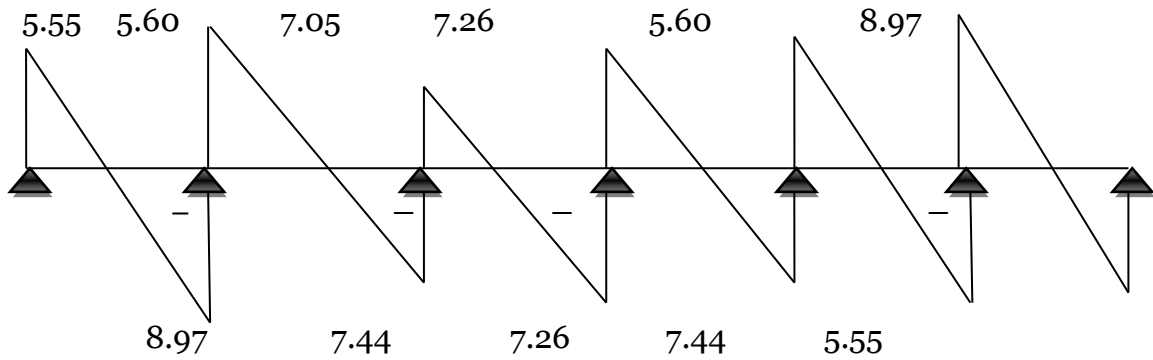


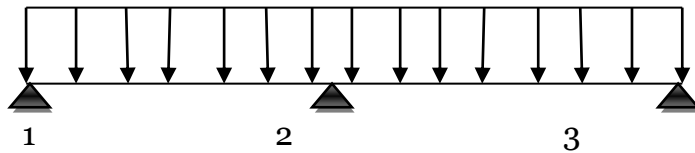
Diagramme des efforts tranchants:



$V_{u-max} = 8.97 \text{ KN}$

Nervure B:

qu



➤ **Calcul à l'ELU :**

tableau03 : représente les valeurs des moments et des efforts tranchants pour la nervure B à l'ELU.

M_a	1	2	3
KNm	0	-12.79	0
M_e	7.14	0	
M_w	0	16.51	
V_w	-12.28	-11.57	
V_e	7.61	18.68	
X_o	1.88	1.77	
M_t	11.56	26.78	
M_a -max	-12.79 KNm		
M_t -max	KNm		

➤ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

Diagramme des moments :

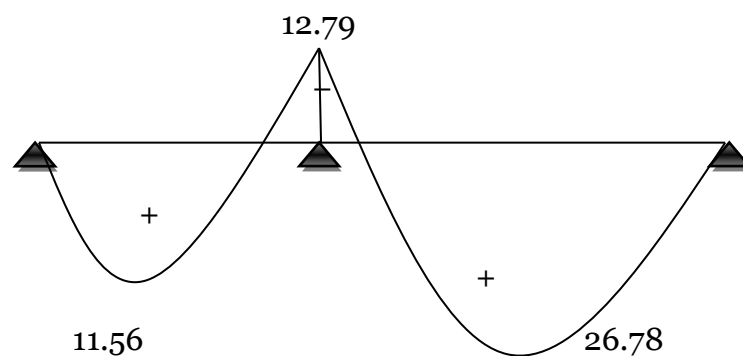
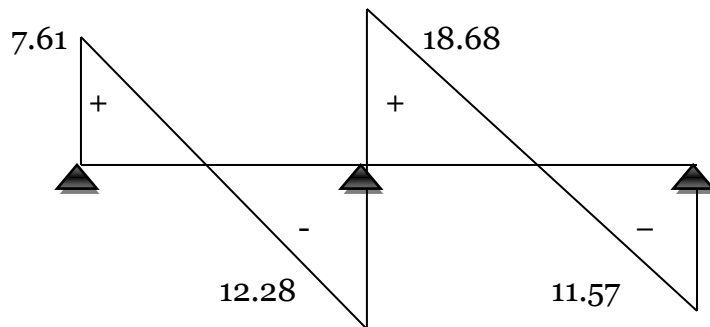


Diagramme des efforts tranchants :



➤ **Calcul à l'ELS :**

q ser

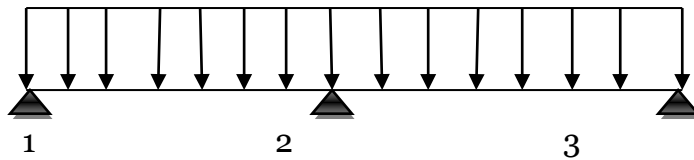


tableau04 : représente les valeurs des moments et des efforts tranchants pour la nervure B à l'ELS.

M_a	1	2	3
KN. m	0	-9.34	0
M_e	5.21	0	
M_w	0		10.06
V_w	-8.97		-8.88
V_e	5.55		13.21
X_o	1.88		1.77
M_t	8.45		18.32
M_a -max	-9.34 KN. m		
M_t -max	18.32 KN .m		

➤ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

Diagramme des moments :

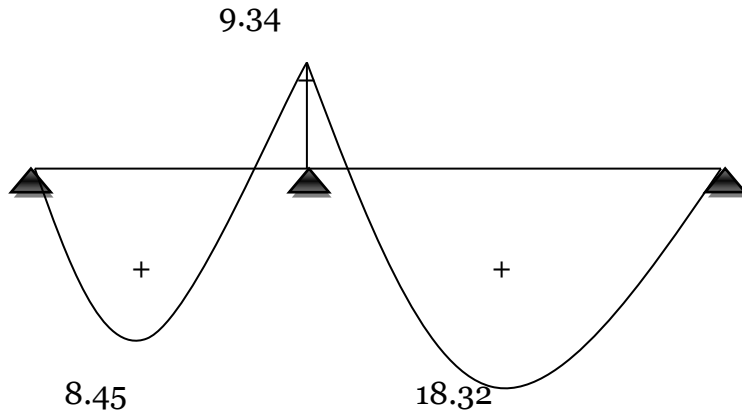
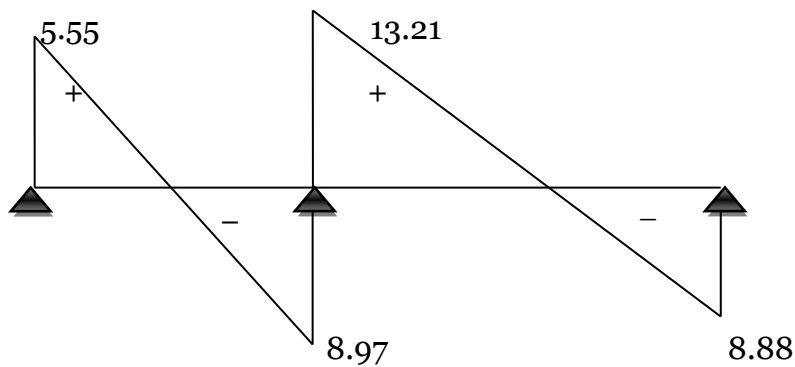


Diagramme des efforts tranchants :



IV-2-3-3-2/ Plancher étage:

$q_u = 5.99 \text{ KN/ml}$

$q_{ser} = 4.34 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul à l'ELU :**

Nervure A:

$q_u = 5.99 \text{ KN/ml}$

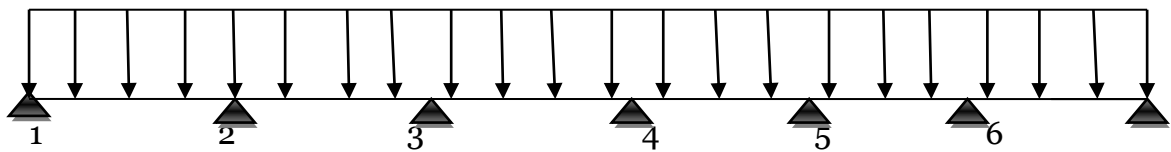


tableau05 : représente les valeurs des moments et des efforts tranchants pour la nervure A à l'ELU.

M_a	1	2	3	4	5	6	7
KNm	0	-5.23	-3.81	-4.20	-3.81	-5.23	0
M_e	6.56	3.38	4.20	4.20	3.38	0	
M_w	0	6.50	3.38	4.20	4.20	6.56	
V_w KN	-11.29	-7.05	-9.40	-9.13	-7.91	-6.98	
V_e KN	6.98	9.36	8.87	9.14	8.50	11.29	
X_o (m)	1.88	1.18	1.57	1.52	1.32	1.17	
M_t	10.64	10.71	10.76	11.16	9.42	10.30	
M_{a-max}	-5.23 KNm						
M_{t-max}	11.16 KNm						

➤ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

Diagramme des moments:

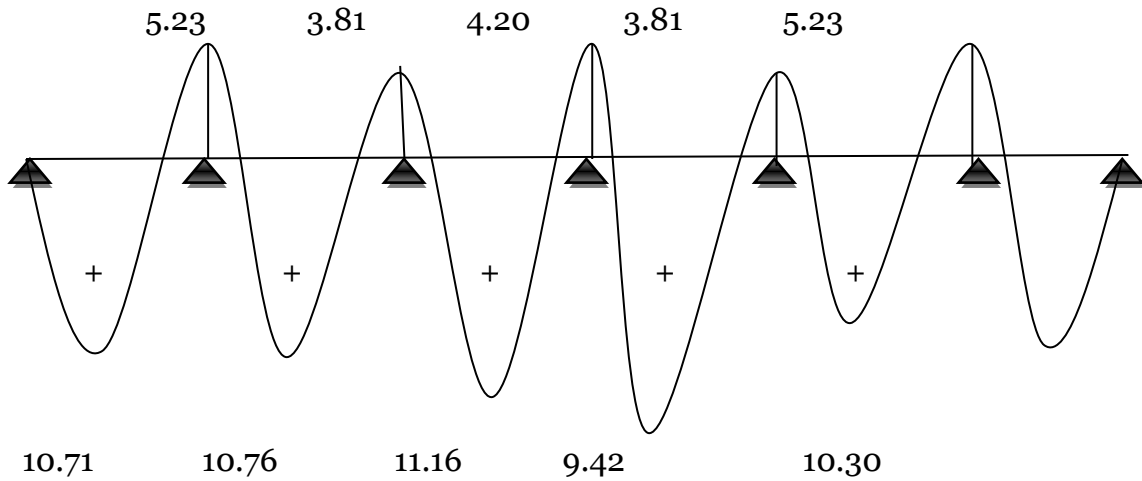
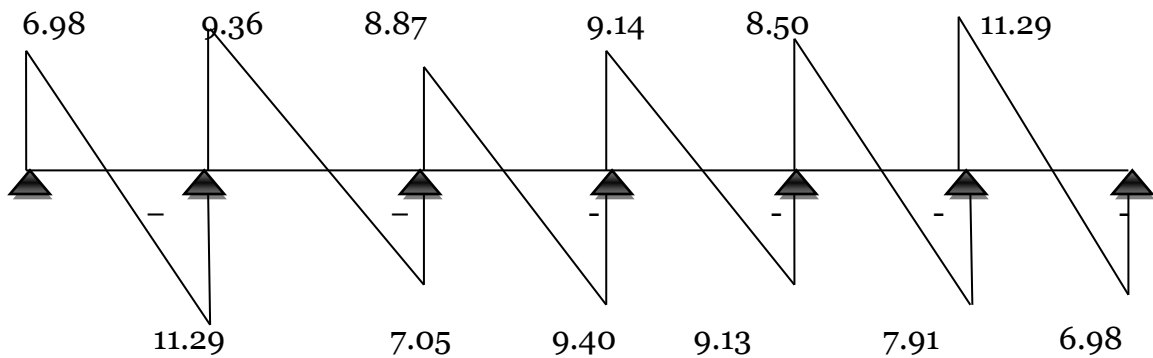


Diagramme des efforts tranchants:



$V_{u-max} = 11.29 \text{ KN}$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Nervure A:

$q_s = 4.34 \text{ KN/ml}$

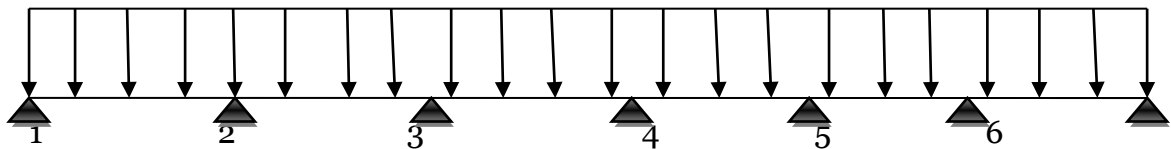


tableau06 : représente les valeurs des moments et des efforts tranchants pour la nervure A à l'ELU.

M_a	1	2	3	4	5	6	7
KN. m	0	-3.79	-2.76	-3.04	-2.76	-3.79	0
M_e	4.75	2.45	3.04	3.04	2.45	0	
M_w	0	4.75	2.45	3.04	3.04	4.75	
V_w KN	-8.18	-5.11	-6.81	-6.62	-5.64	-5.06	
V_e KN	5.06	6.78	6.43	6.62	6.25	8.18	
X_o (m)	1.88	1.18	1.57	1.52	1.32	1.17	
M_t	7.71	7.76	7.79	8.09	6.70	7.70	
M_{a-max}	-3.79 KNm						
M_{t-max}	8.09KNm						

➤ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

Diagramme des moments :

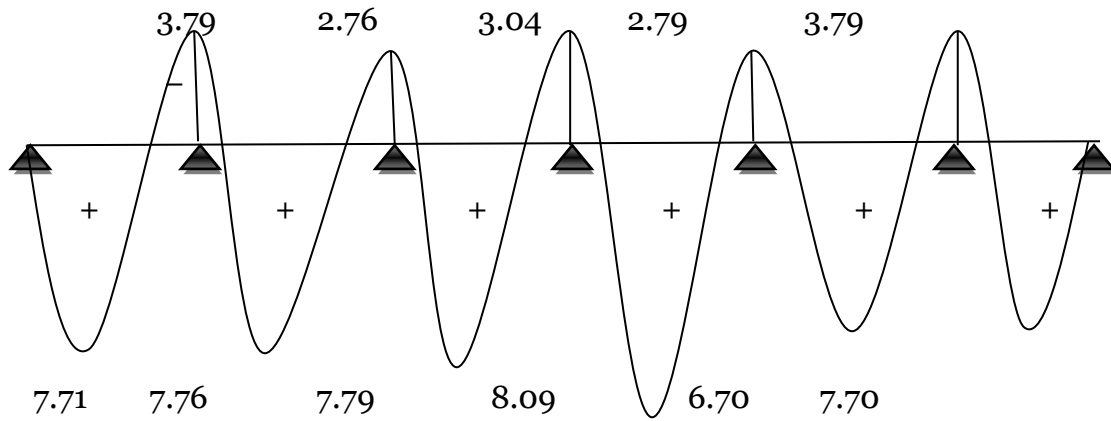
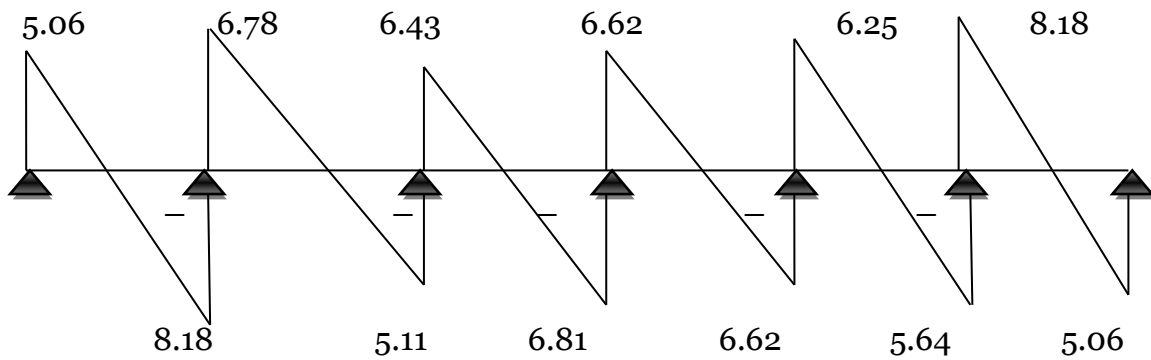


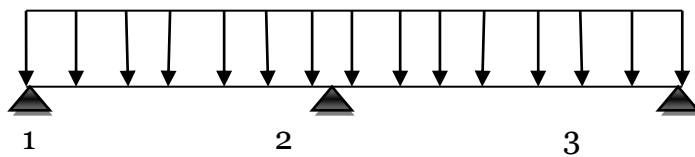
Diagramme des efforts tranchants :



$V_{u-max} = 8.18 \text{ KN}$

Nervure B:

$q_u = 5.99 \text{ KN/ml}$



➤ **Calcul à l'ELU:**

$q_u = 5.99 \text{ KN/ml}$

Tableau 07 : représente les valeurs des moments et des efforts tranchants pour la nervure B à l'ELU

M_a	1	2	3
KN. m	0	-11.75	0
M_e	6.56	0	
M_w	0	15.17	
V_w	-11.29	-10.63	
V_e	6.98	17.16	
X_o	1.88	1.77	
M_t	10.64	24.60	
M_{a-max}	-11.75 KNm		
M_{t-max}	24.60 KNm		

➤ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

Diagramme des moments :

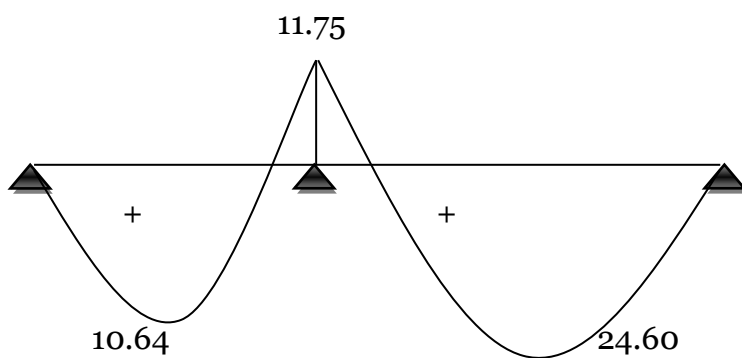
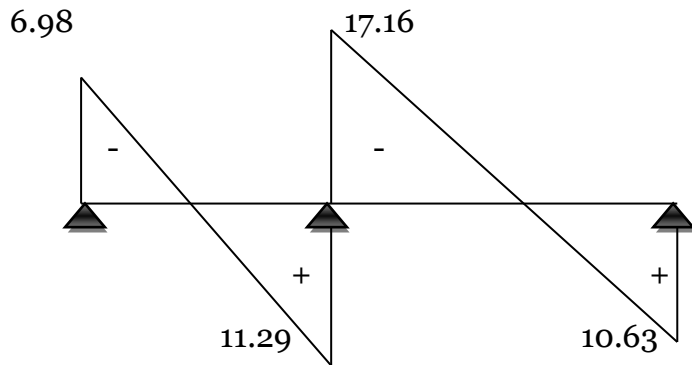


Diagramme des efforts tranchants :



$V_{u-max} = 17.16 \text{ KN}$

➤ **Calcul à l'ELS :**

$q_{ser} = 4.34 \text{ KN/ml}$

Tableau08 : représente les valeurs des moments et des efforts tranchants pour la nervure B à l'ELS.

M_a	1	2	3
KN. m	0	-8.52	0
M_e	4.75	0	
M_w	0	10.99	
V_w	-8.18	-7.70	
V_e	5.06	12.44	
X_o	1.88	1.77	
M_t	7.71	17.82	
M_{a-max}	-8.52 KNm		
M_{t-max}	17.82 Nm		

➤ **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

Diagramme des moments :

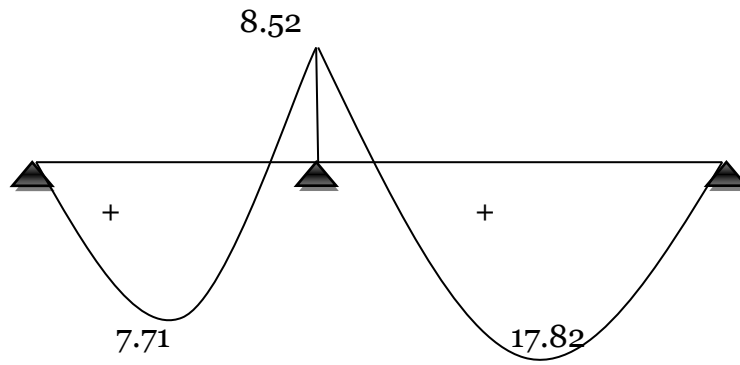
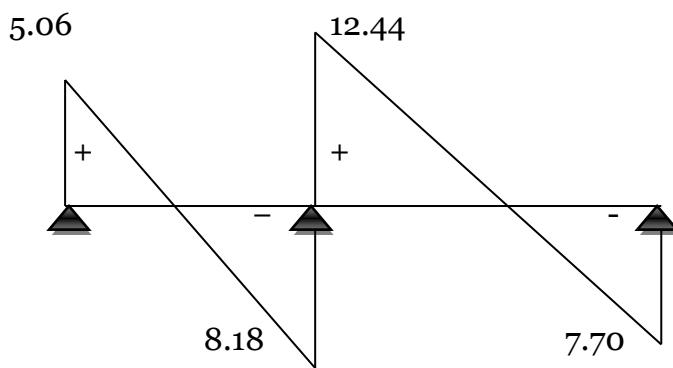


Diagramme des efforts tranchants :



$V_{u-max} = 12.44 \text{ KN}$

IV-2-4/Calcul de ferrailage :

IV-2-4-1/Calcul à l'ELU:

	Plancher terrasse		Plancher étage	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_t-max KN .m	26.78	18.32	24.60	17.82
M_a-max KN. m	12.79	9.34	11.75	8.52
V_u-max KN	18.68	13.21	17.16	12.44

➤ En travées:

Données			
Géométries	Largeur de la poutre	b	65cm
	Hauteur de la poutre	h _t	24cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d	22cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	2cm
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	f _e	400MPa
	Contraintes de béton à 28 jours	f _{c28}	25MPa
	Condition de fissuration	préjudiciable	MPa
chargement	Moment ultime	M _u	≤ M _t
	Moment réduit limite	μ _u	μ _u ≤ μ _l = 0.392

IV-2-4-1 Calcul de moment capable de la table :

➤ **Etat limite ultime:**

Moment max en travées:

$$M_{t-max} = 26.78 \text{KNm}$$

Moment max en appuis:

$$M_{a-max} = 12.79 \text{KNm}$$

$$\alpha_o = h_o / d = 4 / 22 = 0.182 < 0.259 \text{ on est en pivot A.}$$

$$\text{BAEL91/ modifie 99 page 127 (tableau) } \alpha_o = 0.181 \Rightarrow \mu_o = 0.135$$

$$M_{tab} = \mu_o b d^2 f_{bc} = 0.135 \times 0.60 \times 0.22^2 \times 14.2 \times 10^3 = 55.67 \text{KN.m} \Rightarrow$$

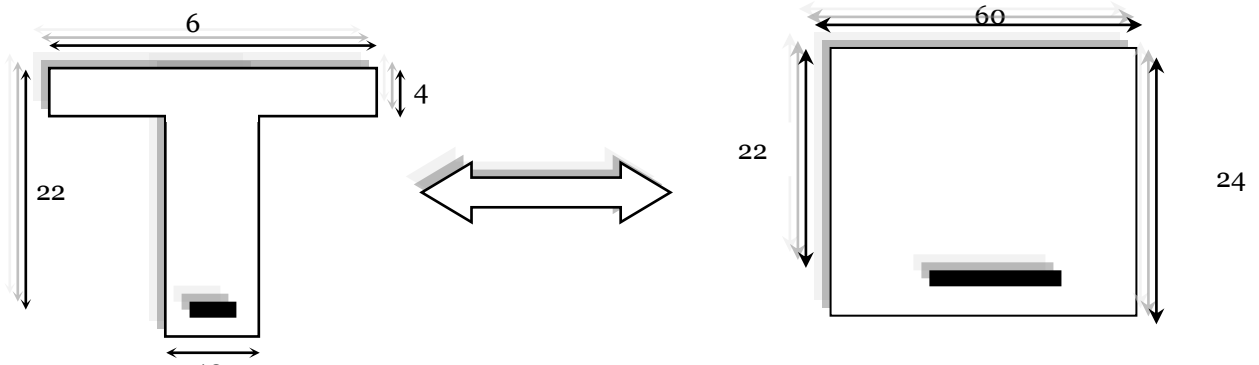
$$M_{tab} = 55.67 \text{KN.m}$$

$$M_{t-max} = 26.78 \text{KN.m}$$

$$M_{t-max} = 26.78 \text{KN.m} \leq M_{tab} = 55.67 \text{KNm}$$

Donc l'axe neutre est dans la table 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 largeur constante égale à la largeur de la table b ; travaillée à la flexion simple.



Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 26.78 \times 10^3 / (60 \times 22^2 \times 14.2) = 0.0649$$

$$\mu = 0, 0649 \leq \mu_i = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460-461(tableau 5) :

$$\mu = 0,065 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.0854 \\ \beta = 0.966 \end{cases}$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 26.78 \times 10^3 / (0.966 \times 22 \times 348) = 3.62 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \text{Max} [b \cdot h / 1000 ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e] / f_e$$

$$= \text{Max} [1.44 \text{ cm}^2 ; 1.59 \text{ cm}^2]$$

$$A_s = 3.62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Choix des sections commerciales des armatures tendus :

$$A_{s \text{ théorique}} = 3.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA14}$$

En appuis:

Données			
Géométries	Largeur de la poutre	b	60cm
	Hauteur de la poutre	h_t	24cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d	22cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	2cm
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400MPa
	Contraintes de béton à 28 jours	f_{c28}	25MPa
	Condition de fissuration	préjudiciable	MPa
chargement	Moment ultime due à 1.35G+1.5Q	$M_u = 12.79KN .m$	$\leq M_t$
	Moment réduit limite	μ_u	$\mu_u \leq \mu_l = 0.392$

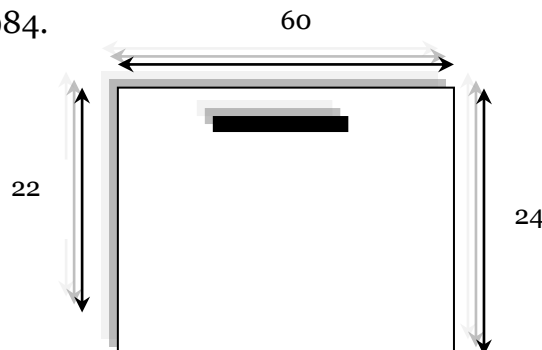
Calcul des moments réduits:

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 12.79 \times 10^3 / (60 \times 22^2 \times 14.2) = 0.031$$

$$\mu = 0.031 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460-461(tableau 5) :

$$\mu = 0.031 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.0406. \\ \beta = 0.984. \end{cases}$$



Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 12.79 \times 10^3 / (0.984 \times 22 \times 348) = 1.698 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \text{Max} (b \cdot h / 1000 ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e) = (\text{Max } 1.44 \text{cm}^2 ; 1.59 \text{cm}^2)$$

$$A_s = 1.698 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.73 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Choix des sections commerciales des armatures tendus :

$$A_{s \text{ théorique}} = 1.698 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ HA12}$$

Calcul des armatures transversales:

Données			
Matériaux	Contrainte de béton à 28 jours	$f_{c28} = 25$	MPa
	Contrainte limite de traction de béton	$f_{t28} = 2.1$	MPa
	Contrainte tangentielle = min ($0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}$)	$\tau_{\text{Lim}} = 3.33$	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400$	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l = 2.26$	cm ²
	Diamètre des armatures longitudinales	$\Phi_l = 12$	cm
	Coefficient de sécurité pour le béton	$\gamma_b = 1.5$	
	Coefficient de sécurité pour l'acier	$\gamma_s = 1.15$	
Géométries	Largeur de la poutre	$b = 60$	cm
	Largeur de l'âme	$b_o = 10$	cm
	Epaisseur total de la poutre	$h_t = 24$	cm
	Epaisseur de la table	$h_o = 04$	cm
	Epaisseur utile de la poutre	$d = 22$	cm
	Largeur de l'appui	$b' = 25$	cm
Chargement	L'effort tranchant	$V_{u-\text{max}} = 18.68$	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{\text{Lim}} = 3.33 \text{MPa}$$

La contrainte tangentielle :

$$\tau_u = V_{u-\max} / b_0 \times d = 18.68 \times 10^3 / 100 \times 220 = 0.849 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.849 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{Lim}} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Calcul des armatures transversales et leur espacement ($\alpha = 90^\circ$):

$$A_t / S_t \geq b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K) / 0.9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Avec: $\alpha = 90^\circ$ (armature droite)

$k = 1$: On flexion simple et sans reprise de bétonnage.

$$A_t / S_t \geq 10 \times 1.15 (0.849 - 0.3 \times 2.1) / 0.9 \times 400 \Rightarrow A_t / S_t \geq 2.5185 / 360 \Rightarrow A_t / S_t \geq 142.94$$

Pourcentage minimal:

$$A_t / S_t \geq 0.4 \times b_0 / f_e \Rightarrow A_t / S_t \geq 1/100$$

$$A_t / S_t \geq 1/142.94 \geq 1/100$$

Diameter minimal:

$$\Phi_t \leq \min (\Phi; h/35; b_0 / 10) = \min (12 \text{ mm}; 6.857 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend: $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_t / S_t \geq 1/142.94 \Rightarrow S_t = A_t \cdot 142.94 = 0.57 \times 142.94 \Rightarrow S_t = 81.48 \text{ cm}$$

Espacement minimal de RPA :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (19.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Vérification des armatures longitudinales:**Appuis intermédiaire :**

$$A_l \geq 1.15 \times (V_u - \max + M_u \max / 0.9 \times d) / f_e$$

$$\Rightarrow 2.26 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times (18.68 + 12.79 / 0.9 \times 0.1) / 400$$

$$A_l = 2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.4569 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Vérification de la condition d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = V_{u\max} / (0.9 \times d \times (\sum \mu)) \leq \tau_{\text{ser Lim}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1$ pour les ronds lisses.

$\psi_s = 1.5$ pour les barres à haute adhérence.

$\Sigma\mu$: La somme de des périmètres des barres tendues :

$$\Sigma\mu = \pi (1.0+1.0) = 6.28\text{cm}$$

$$\tau_{ser} = V_{u-max} / (0.9 \times d \times (\Sigma\mu)) = 18.68 \times 10^3 / 0.9 \times 220 \times 62.8 = 1.50\text{MPa}$$

$$\tau_{ser\ Lim} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1.50\text{MPa} \leq \tau_{ser\ Lim} = 3.15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de compression du béton :

$$V_{u-max} = 18.68\text{KN} \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0,267 \cdot 600 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 10^{-3} = 400.05\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV-2-4-2/Vérification à l'ELS:

↻ En travées:

Moment service	M_{ser}	21.20KN. m
Position de l'axe neutre	$by^2 / 2 - A_s (d - y) = 0$	$y = 5.47\text{cm}$
Moment d'inertie	$I = by^3 / 3 + 15 A_s (d - y)^2$	$I = 23981.31\text{cm}^4$
Coefficient de fissuration	$K = M_{ser} / I$	$K = 88.40\text{MN/m}^3$
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = Ky$	4.84MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = 15K (d - y)$	219.189MPa
Vérification des contraintes dans le béton	$\sigma_b \leq \sigma_{b-Lim} = 0.6 f_{c28}$	$4.84\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$...cv.
Vérification des contraintes dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st\ Lim} = 348\text{MPa}$	$219.189\text{MPa} \leq 348\text{MPa}$...cv.

↻ En appuis:

Moment service	M_{ser}	10.13KN. m
Position de l'axe neutre	$by^2 / 2 - 15A_s (d - y) = 0$	$y = 4.34\text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = by^3 / 3 + 15 A_s (d - y)^2$	$I = 13297.47\text{cm}^4$
Coefficient de fissuration	$K = M_{ser} / I$	$K = 76.18\text{MN/m}^3$

Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K_y$	3.31MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = 15K (d - y)$	201.80MPa
Vérification des contraintes dans le béton	$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ Lim}} = 0.6 f_{c28}$	3.31MPa \leq 15MPa ...cv.
Vérification des contraintes dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st \text{ Lim}} = 348\text{MPa}$	201.80MPa \leq 348MPa...cv.

IV-2-5/Ferraillage de la table de compression :

D'après le C.B.A 93, la dalle surmontant les corps creux doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, et doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser 20cm (pour les armatures perpendiculaires aux nervures), et 33cm (pour les armatures parallèles aux nervures).

Le treillis soudé a pour fonction :

- ✓ La limitation du risque de fissuration du béton par retrait.
- ✓ La résistance aux effets des charges appliquées sur des surfaces de contact réduites.
- ✓ La répartition entre nervures voisines des charges localisées, notamment celles engendrées par les cloisons.

On optera pour un treillis soudé : TSØ6 (15x15)

IV-2-6/Design de ferraillage des poutrelles :

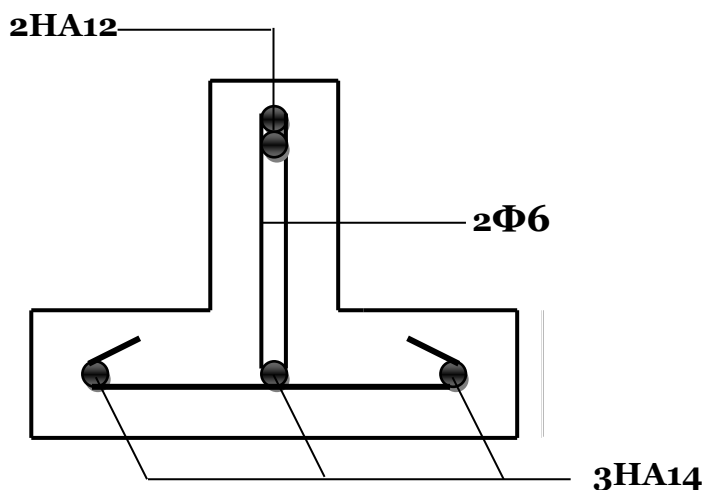


Figure 02 : disposition des armatures dans la poutrelle en appuis et en travée.

IV-3/Etude des escaliers :

IV-3-1/Définition :

Les escaliers sont des éléments ou une construction architecturale constituée d'une suite régulière des marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

IV-3-2/Terminologiques:

▲ **La Marche:**

Masse de béton formant le dé coupement supérieur de l'escalier et qui permet de franchir les différents niveaux.

▲ **La contre Marche:**

Partie verticale de la marche (dans un escalier rapide cette partie peut être inclinée pour faciliter le dégagement du pied).

▲ **La paillasse:**

Epaisseur de béton comprise entre l'angle rentrant de la marche et la sous face de l'escalier.

▲ **Le Limon:**

Ossature qui support les charges de l'escalier et les transmet aux points d'appuis.

▲ **La cage:**

C'est l'emplacement ou se développe l'escalier, en hauteur, largeur, longueur.

▲ **Le Palier:**

Ce sont des planchers placés entre deux paillasses qui assurent le repos pendant la montée.

▲ **Volée:**

C'est la partie d'escalier qui comportant un ensemble des marches égales, et situées entre deux paliers successifs.

- ▲ **Le giron:** C'est la longueur de la marche mesurée sur la ligne de foulée, cette longueur est identique pour toutes les marches.

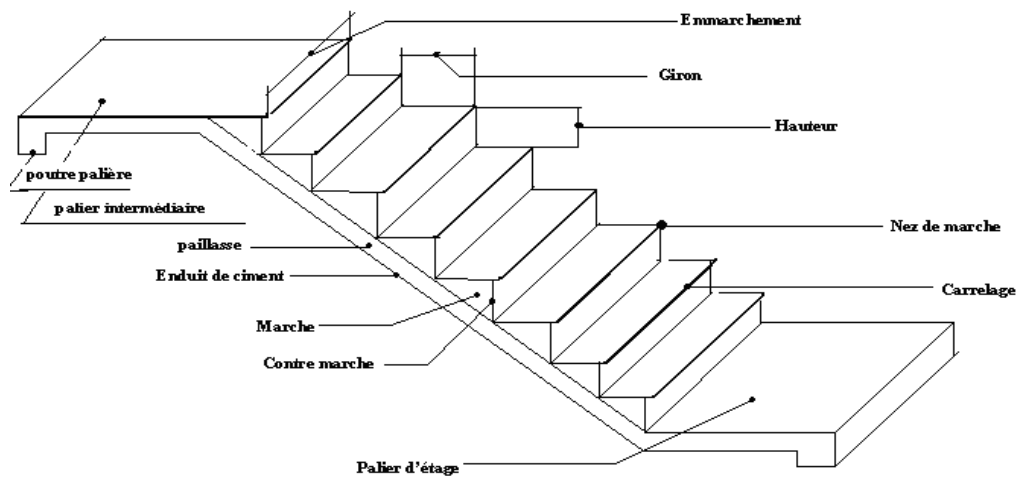
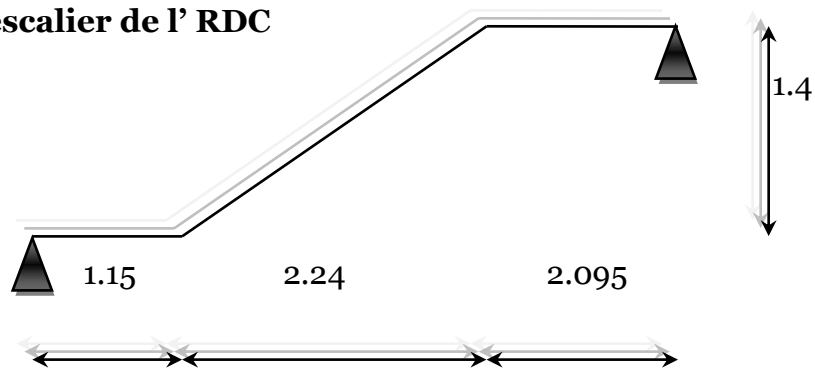


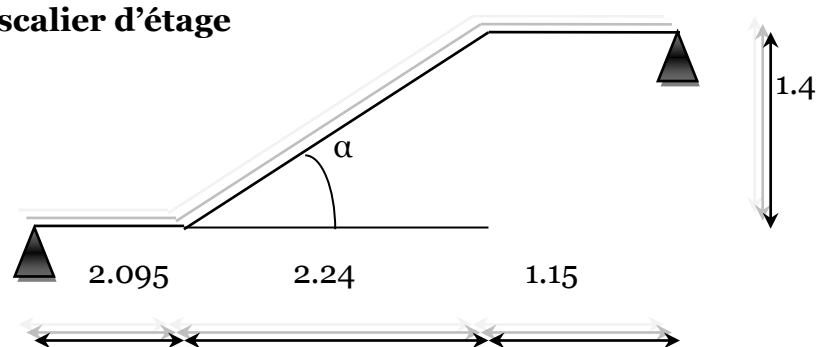
Figure 01 : Représente les éléments constituant un escalier

IV-3-3/Le schémas statique des escaliers :

Cas I : escalier de l' RDC



Cas II : escalier d'étage



IV-3-4/Vue en plan d'une cage d'escalier à paillasse adjacents :

Comme dans notre cas :

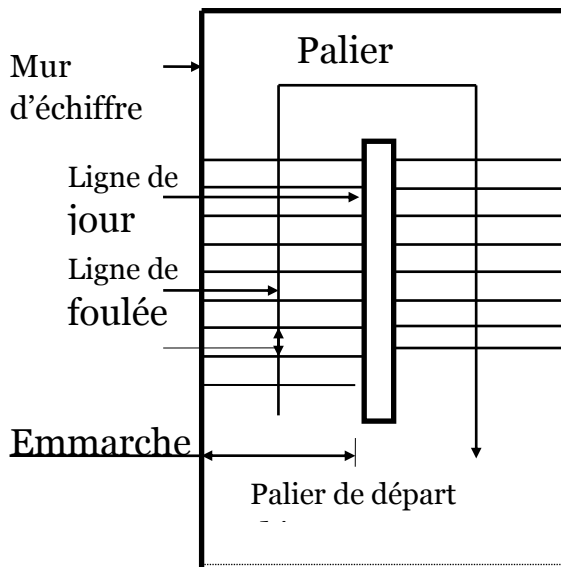


Figure 02 : Vue en plan d'une cage d'escalier à paillasse adjacents

IV-3-5/Dimensionnement des escaliers :

D'après les conditions de Blondel :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

$$16\text{cm} \leq h \leq 22\text{cm}$$

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Le cas I :

Hauteur d'étage = 2.975m

Nombre des marches = 8 marche (une seul volée)

Nombre des contres marches = 9 contres marches (une seul volée)

Giron / ou la largeur de la marche :

$$g = 2.24 / 8 = 0.28\text{m} = 28\text{cm}$$

Hauteur de contre marche :

$$h = h_e / 17 = 2.975 / 17 = 0.175 \approx 0.17\text{m} = 17\text{cm}$$

IV-3-6/Vérification des conditions de Blondel :

$$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 28 \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 62 \leq 64\text{cm}$$

$$16\text{cm} \leq 17 \leq 22\text{cm}$$

$$25\text{cm} \leq 28 \leq 32\text{cm}$$

⇒ conditions vérifiées.

Donc :

$$g = 28\text{cm}$$

$$h = 17\text{cm}$$

IV-3-7/Détermination de l'épaisseur de la pailleasse :

$$\begin{aligned} L &= n \text{ marches} \times g \\ &= 8 \times 0.28 = 2.24\text{m} \end{aligned}$$

$$\tan \alpha = 1.4 / 2.24 = 0.625$$

$$\Rightarrow \alpha = 32^\circ$$

$$\cos \alpha = 0.848$$

$$\sin \alpha = 0.530$$

Méthode N°1:

$$e_p = 0.018 L \sqrt[3]{25 e_p + Q}$$

Avec Q : la charge d'exploitation.

On propose $e_p = 20\text{cm}$

$$e_p = 0.018 \cdot 5.49 \sqrt[3]{25(0.2) + 2.5} = 0.193\text{m}$$

$$e_p = 0.018 \cdot 5.49 \sqrt[3]{25(0.193) + 2.5} = 0.192\text{m}$$

$$e_p = 0.018 \cdot 5.49 \sqrt[3]{25(0.192) + 2.5} = 0.192\text{m}$$

$$e_p = 0.018 \cdot 5.49 \sqrt[3]{25(0.192) + 2.5} = 0.192\text{m}$$

Par approximation on prend $e_p = 20\text{cm}$

Méthode N°2:

$$\text{Portée}/30 \leq e_p \leq \text{Portée}/20$$

$$5.49/30 \leq e_p \leq 5.49/20$$

$$\Rightarrow 18.28 \leq e_p \leq 27.425\text{cm}$$

Alors : on prend $e_p = 20\text{cm}$

IV-3-8/Evaluation des charges:

↻ Charge permanentes :

IV-3-8-1/volée:

Poids propre de volée :

$$g_1 = \gamma_{BA} \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \Rightarrow g_1 = 25 \left(\frac{0.20}{0.848} + \frac{0.17}{2} \right) = 8.021 \text{ KN/m}^2$$

Poids propre de revêtement :

Sur la marche (carrelage + mortier de pose)

$$P_1 = 0.44 + 0.4 = 0.84 \text{ KN/m}^2 \text{ (horizontale)}$$

Sur contre marche (carrelage + mortier de pose)

$$P_2 = 0.44 + 0.4 = 0.84 \text{ KN/m}^2 \text{ (verticale)}$$

Enduit de plâtre:

$$P_3 = 0.24 \text{ KN/m}^2$$

$$g_2 = P_1 + P_2 (h/g) + P_3 / \cos \alpha$$

$$= 0.84 + 0.84(0.17/0.28) + (0.24/0.848) = 1.633 \text{ KN/m}^2$$

Garde corps (ramps):

$$g_3 = 0.15 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de un mètre de largeur:

Donc:

$$g = g_1 + g_2 + g_3 = 9.804 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation:**

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

IV-2-8-2/Palier:

Poids propre du palier:

$$g_0 = \gamma_{BA} \times e_p = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{(Carrelage + mortier de pose)} = 0.84 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit de plâtre} = 0.24 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow g_0 = 6.08 \text{ KN/ml}$$

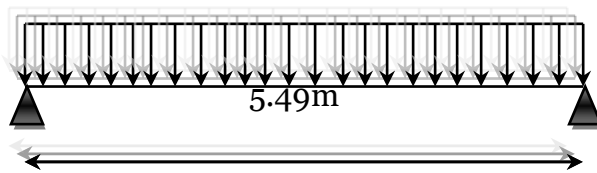
➤ **Charge d'exploitation:**

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

IV-3-9/Calcul des moments et des efforts tranchants :

IV-3-9-1/Méthode forfaitaire (charge répartie) :

$$q_{eq} = 7.594 \text{ KN/ml}$$



$$q_{eq} = \frac{\sum g_i L_i}{\sum L_i} = \frac{[(6.08 \times 1.15) + (9.804 \times 2.24) + (6.08 \times 2.095)]}{5.49} = 7.594 \text{ KN/ml}$$

Donc: $q_{eq} = 7.594 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35(7.594) + 1.5(2.5) = 14.002 \text{ KN/ml}$$

$$M_o = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{14.002 \times 5.49^2}{8} = 52.75 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_o = 21.1 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = Q/G + Q = 0.248$$

$$V = \frac{q_u l}{2} = 38.44 \text{ KN}$$

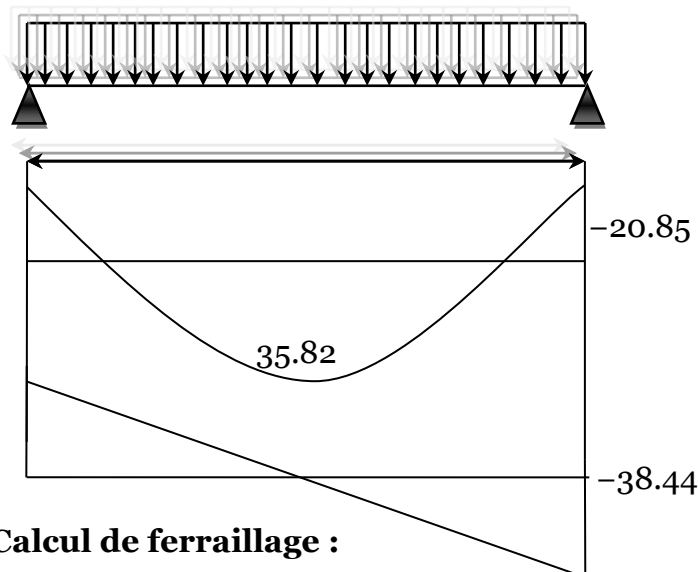
$$M_t \geq \max \{1.05 M_o, (1+0.3 \alpha) M_o\} - \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

$$M_t \geq \max \{55.39, 56.67\} - 20.85 = 35.82 \text{ KNm}$$

Vérification:

$$M_t \geq [(1.2+0.3 \times \alpha)/2] M_o \Rightarrow 35.82 \geq 33.61 \text{ KNm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV-3-9-2/Diagramme des moments et efforts tranchants :



IV-3-10/Calcul de ferrailage :

IV-3-10-1/En travée :

$$M_t = 35.82 \text{ KNm}$$

$$\mu = M_t \times 10^3 / b \times d^2 \times \sigma_b = 35.82 \times 10^3 / 100 \times 18^2 \times 14.2$$

$$\mu = 0.078 \leq \mu_l \Rightarrow A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.1016$$

$$\beta = 0.959$$

$$A_s = M_t \times 10^3 / \beta \times d \times \sigma_s = 35.82 \times 10^3 / 0.959 \times 18 \times 348 = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ réel}} = 6.79 \text{ cm}^2 = 6\Phi 12$$

Avec: $S_t = 12 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_t = A_s / 4 = 6.79 / 4 = 1.6975 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ reel} = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\Phi 8$$

Avec: $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV-3-10-2/En appuis :

$$M_a = 20.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_a \times 10^3 / b \times d^2 \times \sigma_b = 20.85 \times 10^3 / 100 \times 18^2 \times 14.2$$

$$\mu = 0.045 \leq \mu_l \Rightarrow A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0589$$

$$\beta = 0.976$$

$$A_s = M_a \times 10^3 / \beta \times d \times \sigma_s = 20.85 \times 10^3 / 0.976 \times 18 \times 348 = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ réel}} = 4.71 \text{ cm}^2 = 6\Phi 10$$

Avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\text{min}} = \max \left\{ b \times \frac{h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times ft_{28} \frac{1}{f_e} \right\}$$

$$= \{2, 2.17\}$$

$$= 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} \Rightarrow$ condition vérifier.

En appuis : $A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} \Rightarrow$ condition vérifier.

Vérification des contraintes tangentielles:

$$\tau_u = V_u / b \times d = 20.85 \times 10^3 / 1000 \times 180 = 0.116 \text{ MPa}$$

τ_u admissible $\leq \min(0.20f_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \Rightarrow$ Pas nécessaire des armatures transversales.

Donc : $\tau_u \leq \tau_u$ admissible \Rightarrow condition vérifiée.

IV-3-11/Vérification à l'ELS :

IV-3-11-1/Calcul de la charge répartie :

$$[(6.08 \times 1.15) + (9.804 \times 2.24) + (6.08 \times 2.095)] / 5.49 = 7.594 \text{KN/ml}$$

Donc : $q_{eq} = 7.594 \text{KN/ml}$

$$q_{ser} = 7.594 + 2.5 = 10.094 \text{KN/ml}$$

$$M_o = q_{ser} l^2 / 8 = 10.094 \times 5.49^2 / 8 = 38.03 \text{KNm}$$

$$M_a = 0.4 M_o = 15.21 \text{KN.m}$$

$$\alpha = Q/G + Q = 0.199$$

$$M_t \geq \max \{1.05 M_o, (1 + 0.3 \alpha) M_o\} - (M_w + M_e) / 2$$

$$M_t \geq \max \{39.93, 40.30\} - 15.21 = 25.09 \text{KNm}$$

Vérification:

$$M_t \geq [(1.2 + 0.3 \times \alpha) / 2] M_o \Rightarrow 25.09 \geq 23.95 \text{KNm} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$M_{ser} = 25.09 \text{KNm}$$

IV-3-11-2/Vérification des contraintes :

IV-3-11-2-1/En travées:

Calcul de l'axe neutre :

$$b y^2 / 2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 100 y^2 / 2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y = 5.48 \text{cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = b y^3 / 3 + 15 A_s (d - y)^2 = 100 \times 5.48^3 / 3 + 15 \times 6.79 (18 - 5.48)^2$$

$$I = 21450.58 \text{cm}^4$$

$$\sigma_b = (M_{ser} / I) y = (25.09 \times 10^3 / 21450.58) 5.48 = 6.41 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} / I (d - y) = 15 (25.09 \times 10^3 / 21450.58) (18 - 5.48)$$

$$= 219.663 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 6.006 \text{MPa} \leq \sigma_b \text{ admissible} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 219.663 \text{MPa} \leq \sigma_s \text{ admissible} = 348 \text{MPa} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

IV-3-11-2-2/Aux appuis:

Calcul de l'axe neutre:

$$b y^2/2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 100 y^2/2 - 15(4.71) (18-y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.86\text{cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = b y^3/3 + 15 A_s (d - y)^2 = 100 \times 4.86^3/3 + 15 \times 4.71 (18-4.86)^2$$

$$I = 16024.78\text{cm}^4$$

$$\sigma_b = (M_{ser} / I) y = (25.09 \times 10^3 / 16024.78) 4.86 = 7.61\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} / I (d - y) = 308.60\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 7.61\text{MPa} \leq \sigma_{b\text{-admissible}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 308.60\text{MPa} \leq \sigma_{s\text{-admissible}} = 348\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV-3-12/Vérification de la flèche :

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 17 / 543 = 0.0364 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$h / L > 0.1 M_t / M_o \Rightarrow 0.0364 > 0.172 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$A_s / b_o d < 3.6 / f_e = 0.00377 < 0.009 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Tan que les deux conditions non vérifiées, alors il faut vérifiée la flèche maximal d'après le BAEL [chapitre VIII : (Art : VIII.1, VIII.2)]

IV-3-13/Calcul de la flèche :

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Section l'acier tendue	A_s	6.79	cm ²
Géométries	Largeur de la poutre	b	100	cm
	Epaisseur totale de la poutre	h	20	cm
	Longueur de la poutre	L	5.49	m
	Epaisseur utile de la poutre	d	18	cm
	Position de centre de gravité	y	5.48	cm

Chargement	Surcharge d'exploitation	Q	2.5	KN/m ²
Charge permanente sans revêtement	Palier	jp	5	KN/ml
	Volée	jv	8.021	KN/ml
	Charge moyenne	j	6.51	KN/ml
Charge Permanente avec revêtement	Palier	gp	6.08	KN/ml
	Volée	gv	9.804	KN/ml
	Charge moyenne	g	7.942	KN/ml
Charge totale (G + Q) b	Charge moyenne	p	9.726	KN/ml
Calcul des moments correspondant				
Moment correspondant à j	$0.85 (j \times L^2) / 8$	M _J	20.85	KNm
Moment correspondant à g	$0.85 (g \times L^2) / 8$	M _g	25.43	KNm
Moment correspondant à p	$0.85 (p \times L^2) / 8$	M _P	31.15	KNm
Moment d'inertie de la section homogène				
Moment d'inertie	$(bh^3/12 + bhd^2) + 15A_s (h/2 - d')^2$	I _o	73185.07	cm ⁴

Coefficient correspondant a j	$1 - [1.75f_{t28} / (4 \rho \sigma_j + f_{t28})]$	μ_j	$-0.264 < 0$	$\Rightarrow \mu_j = 0$
Coefficient correspondant a g	$1 - [1.75f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_g + f_{t28})]$	μ_g	$-0.19 < 0$	$\Rightarrow \mu_g = 0$
Coefficient correspondant a p	$1 - [1.75f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_p + f_{t28})]$	μ_p	$-0.11 < 0$	$\Rightarrow \mu_q = 0$
Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale instantané du béton	$11000(f_{c28})^{1/3}$	E_i	32164.2	MPa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i / 3$	E_v	10721.4	MPa
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3 b_o / b) \rho$	λ_i	5.57	/
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	λ_v	2.29	/

Calcul de moment d'inertie				
Moment d'inertie correspondant a j	$1.1 \times I_o / (1 + \lambda_i \mu_j)$	I_{ji}	80503.58	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant a g	$1.1 \times I_o / (1 + \lambda_i \mu_g)$	I_{gi}	80503.58	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant a p	$1.1 \times I_o / (1 + \lambda_i \mu_p)$	I_{pi}	80503.58	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant a v	$1.1 \times I_o / (1 + \lambda_v \mu_g)$	I_{gv}	80503.58	cm ⁴
Calcul de la flèche				
la flèche correspondant a j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	f_{ji}	0.024	cm

la flèche correspondant a g	$Mg L^2 / 10 Ei Igi$	fgi	0.030	cm
la flèche correspondant a p	$Mp L^2 / 10 Ei Ipi$	fpi	0.38	cm
la flèche correspondant a v	$Mg L^2 / 10 Ev Igv$	fgv	0.222	cm
la flèche totale	$fgv - fji + fpi - fgi$	Δft	0.548	cm
la flèche admissible	$L / 500$ si $l \leq 5m$ $0.5 + L/1000$ Si $L > 5m$ On : $l = 5.49m > 5m$	Δft admis.	1.049	cm
$\Delta ft < \Delta ft$ admis	$0.548 < 1.049 \Rightarrow$ condition vérifiée.			

Donc : la flèche est vérifiée.

Remarque :

On à calculer le ferrailage d'une volée de huit marches et en le généralise pour la volée de sept marche.

Et on adopte le même ferrailage pour tous les escaliers

IV-3-14/Etude de la poutre palière :

La poutre palière se situe généralement à mi étages au niveau de palier de repos, encastree directement dans les poteaux ou le renfort. La poutre palière est considérée comme étant partiellement encastree sur ses appuis sous l'effet des sollicitations suivantes :

-  Moments fléchissant
-  Effort tranchant
-  Moment de torsion

En effet, le moment d'appui des escaliers sur la poutre palière, entraîne un moment de torsion répartie sur toute la longueur de cette dernière, la valeur maximale de ce moment est atteinte au niveau des extrémités.

Cette poutre, destinée à supporter le poids propre de palier.

IV-3-14-1/Pré-dimensionnement de la poutre palière :

$L = 2.6m$

$260/15 \leq h_t \leq 260/10$

$17.33 \leq h_t \leq 26$

On prend: $h = 35\text{cm}$

$$ht/3 \leq b \leq ht/2$$

$$35/3 \leq b \leq 35/2$$

$$11.67 \leq b \leq 17.5\text{cm}$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

IV-3-14-2/Vérification selon RPA99/version 2003 :

Art : 7.5.1 page 51 de l'R.P.A.99 version 2003

On a:

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b_{\min} = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h_{\min} = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$h/b \leq 4\text{cm} \Rightarrow h/b = 1.17 \text{ cm} \leq 4\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : la section de la poutre palière est de $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

IV-3-14-3/Evaluation des charges:

Poids propre de la poutre palière :

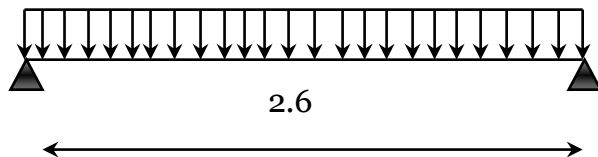
$$G = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de mur:

$$G_{\text{mur}} = 0.3 \times (2.975 - 0.40) \times 2.8 = 2.163 \text{ KN}$$

Réaction ramenée par les escaliers : $R = 21.81 \text{ KN}$

IV-3-14-4/Schémas statique de la poutre palière :



IV-3-14-5/Combinaison de la charge :

$$P = 1.35 (2.625 + 2.163 + 21.81) + 1.5 (3.75) = 41.53 \text{ KN/ml}$$

Moment max ultime :

$$M_u = pl^2/8 = 41.53 \times 2.6^2 / 8 = 35.09 \text{ KNm}$$

Moment max aux appuis :

$$M_a = 0.4 M_o = 14.036 \text{ KNm}$$

Moment max en travée :

$$\alpha = Q/G + Q = 3.75 / 26.598 + 3.75 = 0.124$$

$$M_t \geq \max \{1.05 M_o, (1+0.3 \alpha) M_o\} - \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

$$M_t \geq \max \{36.84, 36.39\} - 14.036 = 22.804 \text{KNm}$$

Vérification:

$$M_t \geq [(1.2+0.3 \times \alpha)/2] M_o \Rightarrow 22.804 \geq 21.71 \text{KNm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV-3-15/Ferrailage de la poutre palière :

↗ En travée :

Données				
Géométries	Largeur de la poutre	b	0.30	m
	Epaisseur de la section	h	0.35	m
	Epaisseur utile des aciers tendus	d	0.32	m
	Epaisseur utile des aciers comprimés	c	0.03	m
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	f _e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours.	f _{c28}	25	MPa
	Conditions de fissuration	préjudiciable		
Chargement	Moment ultime	M _t	22.804	KNm

Calcul des moments réduit:

Moment réduit	$M_t / bd^2 f_{bu}$	$\mu_u =$	0.016
Etat limite de compression du béton.	Si $\mu_u \leq \mu_l$ alors pas d'acier comprimés. Si $\mu_u > \mu_l$ l'acier comprimés est nécessaire.		Système d'armatures retenu pas d'acier comprimé.

$$\mu_u = 0.016 \Rightarrow \alpha = 0.227$$

$$\beta = 0.991$$

Calcul de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_t / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = 22.804 \times 10^3 / 0.991 \times 0.32 \times 348 = 2.07 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilités:

$$A_{min} \geq \max (0.23 \times b \times d \times ft28/fe, bh /1000) = \max (0.039cm^2, 0.035cm^2)$$

$$= 0.039cm^2 \Rightarrow A_s \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

Choix des sections commerciales des aciers tendus :

$$A_{s\text{-réel}} = 3.39cm^2 = 3\Phi12$$

Aux appuis:

chargement	Moment ultime sur appuis	M_a	14.036	KNm
	Moment réduit limite	μ_u	$\leq \mu_l$	0.392

Calcul de moment réduit:

Moment réduit	M_a / bd^2f_{bu}	$\mu_u =$	0.0097
Etat limite de compression du béton.	Si $\mu_u \leq \mu_l$ alors pas d'acier comprimés. Si $\mu_u > \mu_l$ l'acier comprimés est nécessaire.		Système d'armatures retenu pas d'acier comprimé.

$$\mu_u = 0.0097 \Rightarrow \alpha = 0.0025$$

$$\beta = 0.999$$

Calcul de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_a / \beta \times d \times \sigma_s = 14.036 \times 10^3 / 0.999 \times 0.32 \times 348 = 1.26cm^2$$

Condition de non fragilités:

$$A_{min} \geq \max (0.23 \times b \times d \times ft28/fe, bh /1000) = \max (0.039cm^2, 0.035cm^2)$$

$$= 0.039cm^2 \Rightarrow A_s \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

Choix des sections commerciales des aciers tendus :

$$A_{s\text{-réel}} = 2.36cm^2 = 3\Phi10$$

IV-3-16/Calcul de ferrailage transversal :

Selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003

(Art : 7.5.2.2 page53).

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.s.b$$

Pour la zone nodale : $S = \min (h/4, 12 \Phi_l) = \min (8.75, 14.4) = 8.75 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 (8.75) (30) = 0.7875 \text{ cm}^2$$

Pour la zone courante : $S \leq h/2 \Rightarrow S \leq 17.5 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 (17.5) (30) = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifié.

Vérification à l'état limite service :

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	f_{t28}	2.1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Section l'acier tendue	A_s	3.39	cm ²
	Coefficient d'équivalence	n	15	/
Géométries	Largeur de la poutre	b	30	cm
	Epaisseur total de la poutre	h	35	cm
	Epaisseur utile de la poutre	d	32	cm

Vérification des contraintes:

Moment service	M_{ser}	22.48 KNm
Position de l'axe neutre	$by^2/2 - 15A_s(d-y) = 0$	$y = 6.39 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$	42048.33cm ⁴
coefficient	$K = M_{ser} / I$	53.46MN/m ³
Contraintes dans le béton	$\sigma_b = Ky$	3.42MPa

Contraintes dans l'acier	$\sigma_s = 15K (d-y)$	205.37MPa
Vérification de la contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \sigma_{b\text{-admissible}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$	Condition vérifié.
Vérification des contraintes dans l'acier	$\sigma_s \leq \sigma_{st\text{-admissible}} = f_e / \gamma_s = 348\text{MPa}$	Condition vérifié.

Vérification de la flèche:

$h / l \geq 1/16$	0.135	0.0625	Condition vérifiée.
$h / l \geq M_t / 10 M_o$	0.135	0.065	Condition vérifiée.
$A_s / b_o d < 4.2 / f_e$	0.00106	0.0105	Condition vérifiée.

Conclusion:

La flèche est vérifiée.

IV-3-17/Vérification à l'état limite ultime :

IV-3-17-1/Vérification de L'effort tranchant:

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours.	f_{28}	25	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Section des armatures longitudinales	A_l	3.39	cm ²
	Coefficient de sécurité de béton	γ_b	1.5	/
	Coefficient de sécurité de l'acier	γ_s	1.15	/
Géométries	Largeur de la poutre	b	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	h	35	cm
	Hauteur utile de la poutre	d	32	cm

Sollicitations	L'effort tranchant	$V_u = Pl / 2$	54	KN
-----------------------	--------------------	----------------	----	----

IV-3-17-2/Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = V_u / bd = 54 / 320 \times 1000 = 0.17 \text{MPa}$$

Contrainte tangente limite :

$$\tau_u - \text{admissible} = \min (0.20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{\text{admissible}} \Rightarrow 0.17 \leq 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition:

Section des armatures de répartition :

$$A_r = A_L / 4 = 3.39 / 4 = 0.848 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_r = 1.51 \text{cm}^2 = 3\Phi 8$$

IV-3-18/Calcul à la torsion :

On a le moment ramené par l'escalier :

$$M_t = 0.4 M_o = 14.036 \text{KNm}$$

IV-3-18-1/Calcul de ferrailage longitudinal selon CBA93 :

$$\tau_t = U M_t / 2 \Omega b_0$$

Ω : L'air du contour trace à mi- épaisseur.

$$\begin{aligned} \Omega &= \left(a - \frac{a}{6}\right) \left(b - \frac{a}{6}\right) \Omega = \left(30 - \frac{30}{6}\right) \left(35 - \frac{30}{6}\right) = (25)(30) \\ &= 750 \text{cm}^2 \end{aligned}$$

U : périmètre de l'air « Ω » de la section efficaces.

$$U = 2[(b-e) + (h-e)]$$

$$\text{Avec : } e = a / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$U = 2[(30-5) + (35-5)]$$

$$U = 110 \text{cm}$$

$$\text{Donc : } A_L = 110 \times 14.036 \times 10^3 / 2 \times 750 \times 348 = 2.98 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{cm}^2 = 3\Phi 12$$

IV-3-18-2Calcul de ferrailage transversal:

$$A_t / S_t = M_t / 2 \Omega \sigma_{st} \Rightarrow A_t / S_t = 14.036 \times 10^3 / 2 \times 750 \times 348$$

$$= 0.027 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Vérification de la contrainte tangente :

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 < \bar{\tau}^2.$$

$$\tau_t = M_t / 2 \Omega e = 14.036 \times 10^3 / 2 \times 750 \times 5 = 1.87 \text{ MPa}$$

$$(0.17)^2 + (1.87)^2 = 3.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}^2 = 6.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u^2 + \tau_t^2 < \bar{\tau}^2. \text{ Condition verifier.}$$

$$A_t / S_t = [A_t / S_t] v = [A_t / S_t] t = [1.57 / 17.5] + 0.026 = 0.12 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

On adopt: $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 15(0.12) = 1.8 \text{ cm}^2$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$, avec $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courante

Et $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$, avec $S_t = 7.5 \text{ cm}$ pour la zone nodale

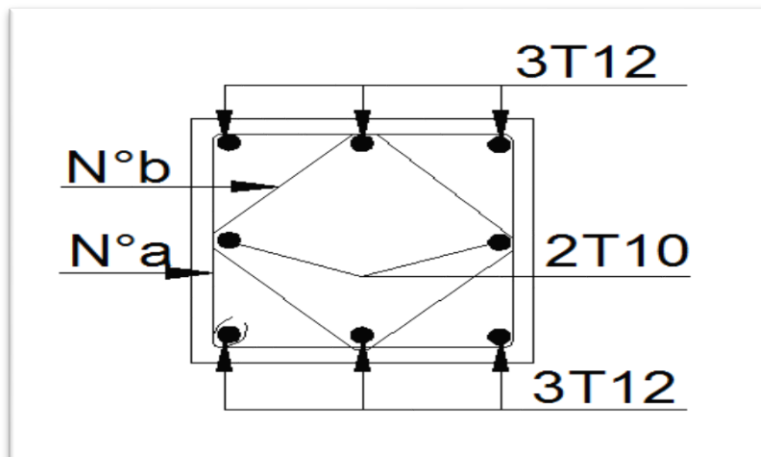
IV-3-19/Ferraillage finale :

$A_s = 3 \text{ HA12}$ (ferraillage supérieur)

$A_s = 2 \text{ HA10}$ (milieu)

$A_s = 3 \text{ HA12}$ (inférieur)

IV-3-20/schéma de ferraillage de la poutre palière :



V/Etude sismique :**V-1/Introduction :**

Les séismes, ces phénomènes imprévisibles atteignant des fois de grandes intensités, ont laissé leurs traces dans l'histoire de l'humanité malheureusement d'une façon désastreuse, car ils causent souvent des pertes matérielles et surtout humaines. La fréquence de pareils événements en Algérie fait qu'une étude sismique est essentielle à tout projet de Génie civil.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique (modale spectrale)
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V-2/Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III:

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V-3/Choix de la méthode :**V-3-1/Méthode statique équivalente :****V-3-1-1/Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontale. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V-3-1-2/Vérification des conditions de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

18.375m < 30m ⇒ condition non vérifié.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit calculer la force sismique totale appliquée a la base de la structure par la méthode statique équivalente pour la comparée avec celle donnée par la méthode dynamique, cette dernière doit a 80% de la résultante des forces sismiques déterminer par la méthode statique équivalente ($V_d > 0.8V_s$)

V-3-1-3/Calcul de la force sismique totale :

(Selon RPA99Version2003)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure doit être

Calculée successivement dans les deux directions horizontales

Orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de l'RPA dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, on fonction de la catégorie de site et de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \text{si : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \text{si : } T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0 / T)^{5/3} & \text{si : } T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

T_2, T_1 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du l'RPA

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique dépend du matériau constitutif, et de type de structure aussi de l'importance des remplissages, donné par le tableau 4.2 du l'RPA.

R : coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 d l'RPA. On fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité de la structure dépend de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et on élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4) de l'RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

W_T : poids total de la structure.

La valeur de W_T calculé à partir de la formule (4.5) de l'RPA

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, dépend de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) de l'RPA.

T : période fondamentale de la structure, donné par la formule (4.6) de l'RPA.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesuré en mètre à partir de la basse de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient, dépend du système de contreventement et de type de remplissage, donné par le tableau (4.6) de l'RPA.

On peut utiliser la formule (4.7) de l'RPA.

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad \text{et alors } T = \min (C_T h_N^{3/4}, 0.09 h_N / \sqrt{D})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

V-3-1-4/Détermination des coefficients :

V-3-1-4-1/Classification de la zone :

D'après la classification zonale de l'RPA, notre ouvrage est classé on zone III (forte sismicité).

V-3-1-4-2/Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation collective. Il sera classé au groupe d'usage 2 (ouvrage courante au d'importance moyenne)

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S3 (site meuble).

tableau01 : représente les valeurs des coefficients qui l'on présente.

coefficients	valeurs	unités
A	0.25	/
T ₁	0.15	s
T ₂	0.50	s
ξ	7	%
η	0.88 ≥ 0.7	/
R	4	/
h _N	18.375	m
C _T	0.050	/
T _X	0.44	s
T _Y	0.44	s
D _X	19.78	m
D _Y	11.77	m
T _{X1}	0.37	s
T _{Y1}	0.48	s
Min (T _X , T _{X1})	Min (0.44, 0.37) = 0.37	s
Min (T _Y , T _{Y1})	Min (0.44, 0.48) = 0.44	s
0 ≤ T _X ≤ T ₂	0 ≤ 0.37 ≤ 0.50 ⇒ cv.	s
0 ≤ T _Y ≤ T ₂	0 ≤ 0.44 ≤ 0.50 ⇒ cv.	s
D = 2.5 η	2.5 × 0.88 = 2.2	s

V-3-1-4-3/Facteur qualité (Q):

les critères de qualité « q »	q_x	q_y
Condition minimale sur les filles de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0.05	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau02: pénalité correspondante au critère

$$Q_x = 1 + \sum (0+0+0.05+0+0.05+0.1) = 1.20$$

$$Q_Y = 1 + \sum (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

V-3-1-4-4/Calcul du poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Dépend de type d'ouvrage $\Rightarrow \beta = 0.20$ (bâtiment d'habitation) (tab4.5) de l'RPA.

Le poids totale de la structure est de :

$$W_{Gi} = 15554.20 \text{KN/ml}$$

$$W_{Qi} = 1976.54 \text{KN/ml}$$

$$\Rightarrow W_T = 15554.20 + 0.2 (1976.54) = 15949.508 \text{KN/ml}$$

La force sismique appliquée dans les deux directions est :

$$V_x = \frac{ADQ_x}{R} \times W_T = \frac{0.25 \times 2.2 \times 1.20}{4} \times 15949.508 = 2631.669 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 2.2 \times 1.25}{4} \times 15949.508 = 2741.322 \text{KN}$$

V-3-2/La méthode dynamique modale spectrale :

V-3-2-1/But de la méthode :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres il faut calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme, L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir analyser.

V-3-2-2/Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendre dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combines pour obtenir la réponse de la structure. Les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel ETABS.

V-3-2-3/Présentation du logiciel L'ETABS :

L'ETABS :

Est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles. Il offre une interface utilisateur intuitive, pourtant puissante avec beaucoup d'outils pour

faciliter la construction rapide et précise des modèles, avec les techniques analytiques sophistiquées requises pour faire les projets les plus complexes.

Nom du programme: Extended 3D Analysis of Building Systems.

Version : 9.7.0

V-3-2-4/Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99V2003 Art : [4.4.3] l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a / g = \begin{cases} 1.25A [1+ T / T_1 (2.5\eta Q/ R -1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) [Q/R] & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) [Q/R] (T_2/T)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25A) [T_2/3]^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

g : La gravité.

L'allure du spectre de réponse est représentée dans la figure suivante :

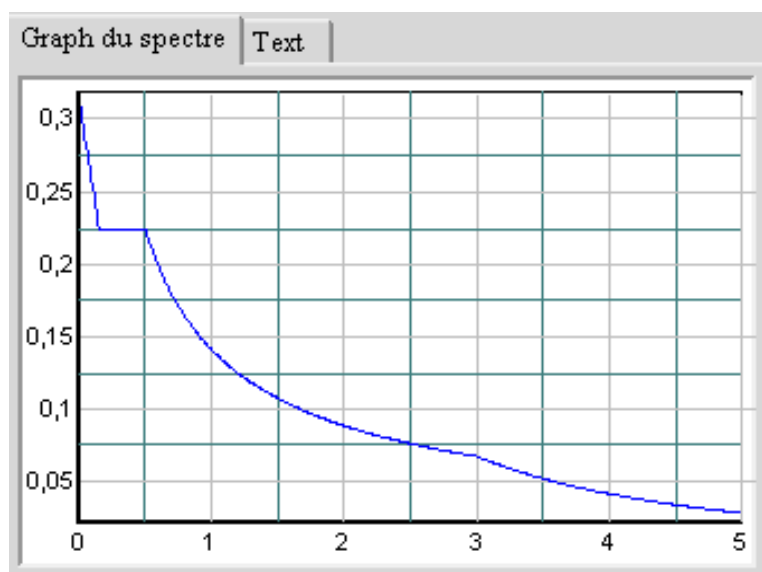


Figure01 : représente l'allure du spectre de réponse

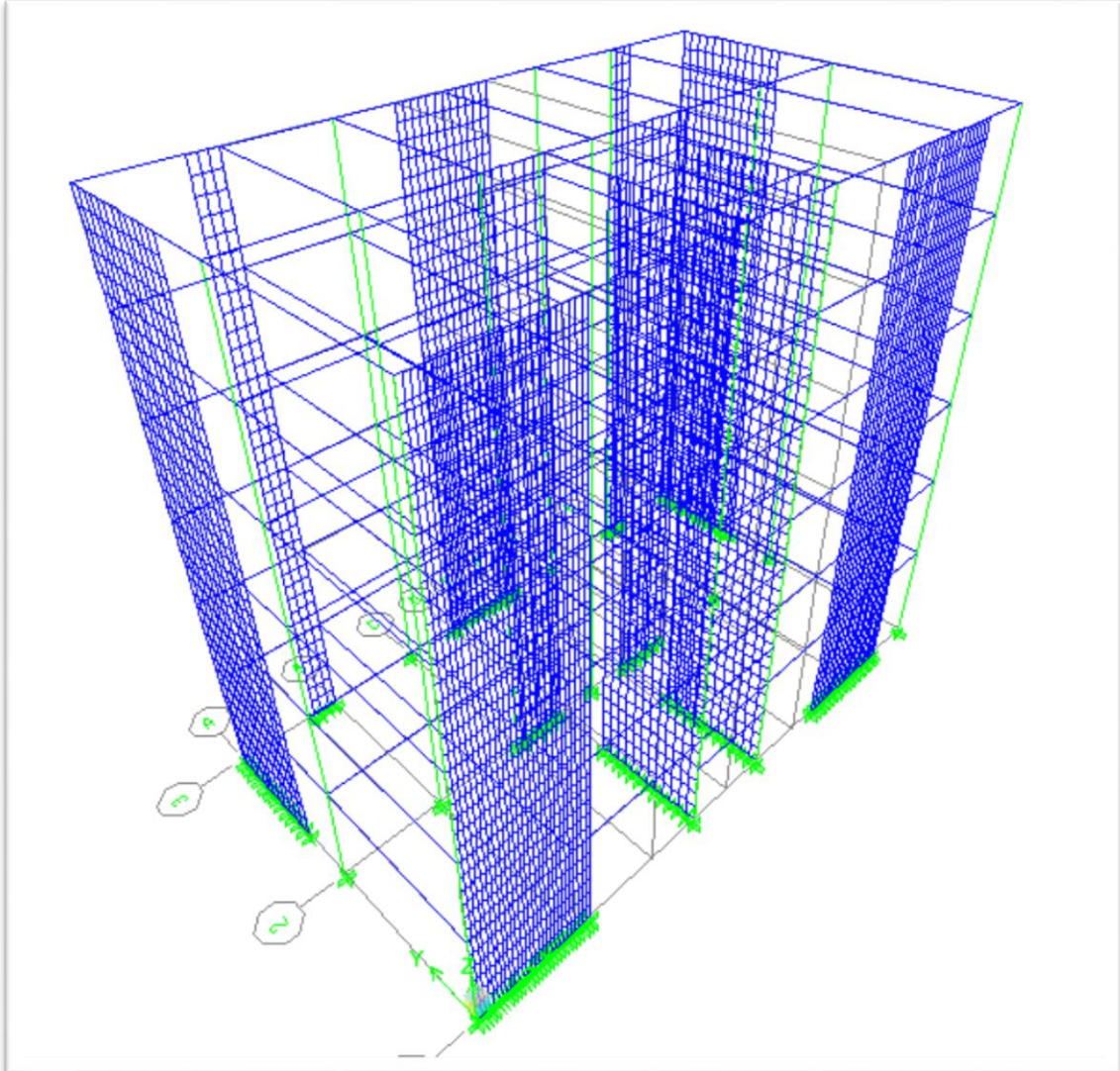


Figure 02 : Vue en 3D de la structure

V-3-2-5/Périodes et facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,475908	67,5449	0,0831	67,5449	0,0831
2	0,434548	0,0623	71,8521	67,6073	71,9352
3	0,373369	5,8782	0,0157	73,4855	71,9509
4	0,119774	14,9937	0,0021	88,4792	71,9529
5	0,099888	0,0012	19,5015	88,4804	91,4545
6	0,086158	2,8578	0,0001	91,3382	91,4546
7	0,054214	4,8869	0,0004	96,2252	91,455
8	0,044548	0,0005	5,9688	96,2257	97,4238
9	0,038454	0,9563	0,0004	97,1819	97,4242
10	0,033361	1,7499	0,0001	98,9319	97,4243
11	0,028014	0,0002	1,94	98,9321	99,3643
12	0,024444	0,5485	0	99,4806	99,3643

Tableau03 : Périodes et facteurs de participation massique

V-3-2-6/Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) : Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90%au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

🔧 Interprétation :

La période fondamentale T est inférieure à celle calculée par les formules empiriques donnée par le RPA 99/version 2003 appropriées de plus 30%

Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,475908\text{sec}$.

C'est-à-dire :

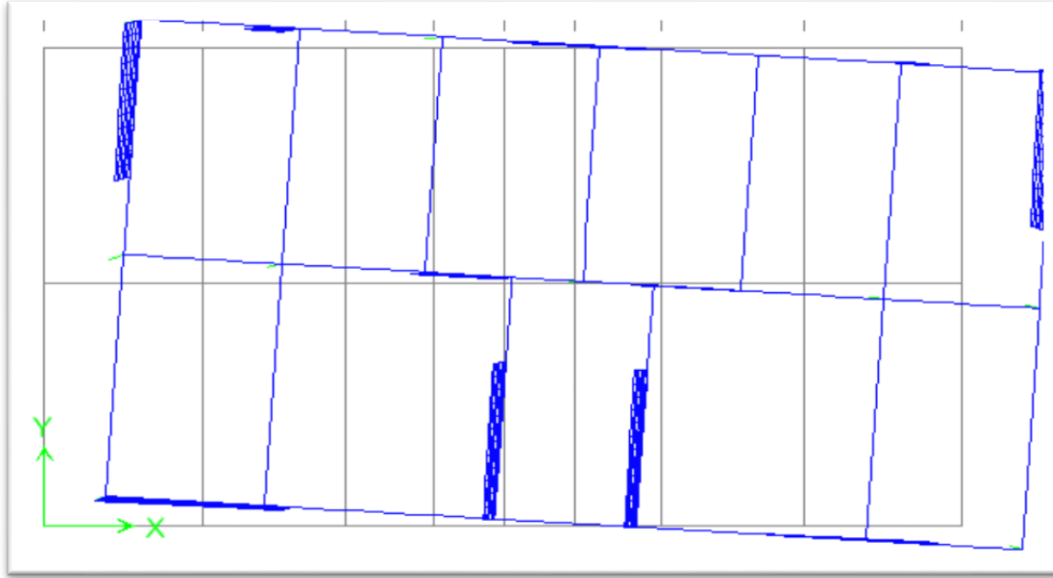
$$T = 0.475908 \text{ sec} \leq 1.3 (0.37) = 0.481 \text{ sec} \Rightarrow \text{condition vérifiée suivant } x$$

$$T = 0.4751 \text{ sec} \leq 1.3 (0.44) = 0.572 \text{ sec} \Rightarrow \text{condition vérifiée suivant } y$$

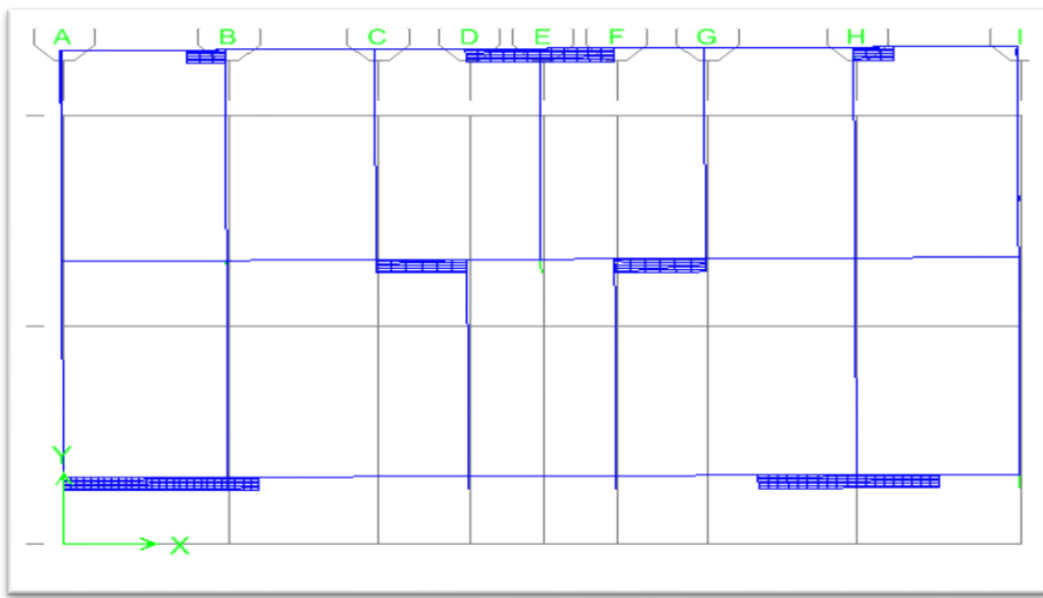
- Le premier mode et le deuxième sont des modes de translation suivant la direction x et suivant la direction y.
- Le 3ème mode est des modes de rotation.

- Les 6 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteint les 90% suivant la direction X.
- Les 5 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteint les 90% suivant la direction Y.

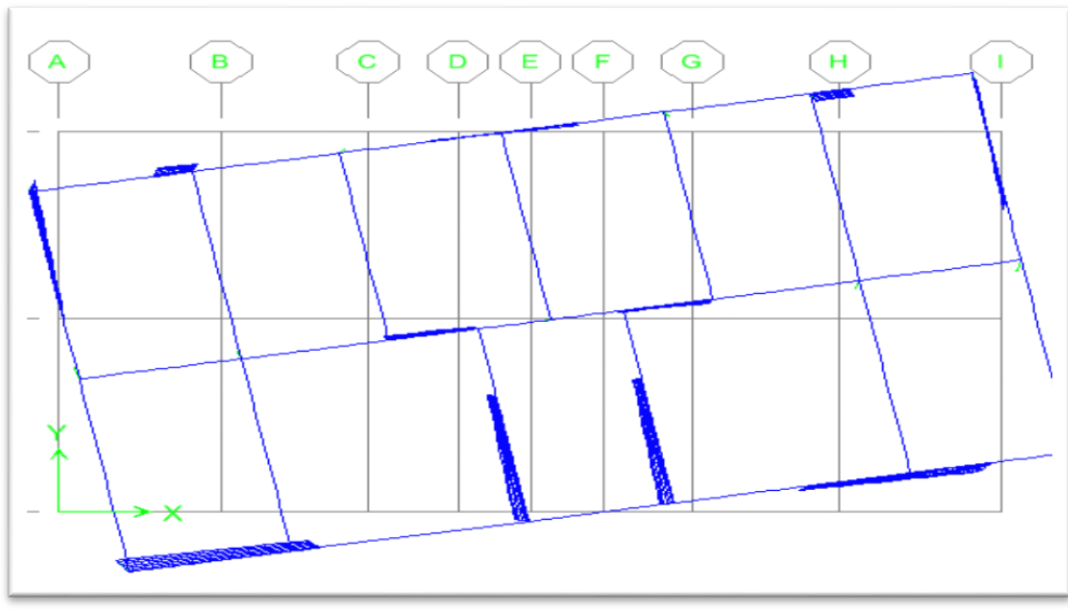
Les modes propres :



Mode de translation suivant l'axe(x)



Mode de translation suivant l'axe(y)



Mode de torsion au tour de l'axe(z)

V-3-2-7/Combinaison des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

Avec : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$; $r \leq 1$

Formule (4.15) de l'RPA99 version 2003

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par : $\sqrt{|E_1| + |E_2| + \sum_{i=3}^k E_i^2}$

Dans notre cas on utilise la deuxième formule : $\sqrt{|E_1| + |E_2| + \sum_{i=3}^k E_i^2}$ (CQC)

V-3-2-8/Résultats de calcul:

V-3-2-8-1/Centre de masse et de rigidité :

➤ **Le centre de torsion (rigidité) :**

Le centre de torsion et le centre de gravité des inerties de l'ensemble des voiles il et caractérisé par les propriétés suivantes :

- ▲ Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends dans la direction parallèle à la force agissante.
- ▲ Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends de même sens que le moment agissant.

➤ **Le centre de masse :**

On appelle centre de masse, le point sur lequel la résultante des forces horizontales extérieures est appliquée.

V-4/Tableau des résultats :

V-4-1/ centre de masse et centre de rigidité :

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	D1	9,698	5,571	9,698	5,571	9,709	3,468
STORY2	D2	9,704	5,596	9,704	5,596	9,701	3,53
STORY3	D3	9,704	5,596	9,704	5,596	9,698	3,828
STORY4	D4	9,704	5,596	9,704	5,596	9,694	4,151
STORY5	D5	9,704	5,635	9,704	5,635	9,691	4,437
STORY6	D6	9,708	5,729	9,708	5,729	9,689	4,647

Tableau04 : centre de masse et centre de rigidité

V-4-2/Calcul de l'excentricité théorique :

$$e_x = | XCR - XCM |$$

$$e_y = | YCR - YCM |$$

V-4-3/Calcul de l'excentricité accidentelle

(L'excentricité minimale donnée par le RPA) :

Les règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003)

supposant que à chaque niveau dans chaque direction la résistante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande valeur de l'excentricité théorique et accidentelle, telle que l'excentricité accidentelle égale 5 % de longueur de direction considérée.

$$e_{x\text{ acc.}} = 5\% l_x = 0.05 \times 19.78 = 0.989\text{m}$$

$$e_{y\text{ acc.}} = 5\% l_y = 0.05 \times 11.77 = 0.589\text{m}$$

V-4-3-1/Tableau des résultants:

story	Diaphragme	e _x (m)	e _y (m)	e _x accidentelles	e _y accidentelles
STORY1	D1	0.011	2.103	0.989	0.589
STORY2	D2	0.003	2.066	0.989	0.589
STORY3	D3	0.006	1.768	0.989	0.589
STORY4	D4	0.01	1.445	0.989	0.589
STORY5	D5	0.013	1.198	0.989	0.589
STORY6	D6	0.019	1.082	0.989	0.589

Tableau05 : représente les valeurs de l'excentricité

V-5/Vérifications réglementaires :

V-5-1/La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

V-5-2/L'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant	0.8 V statique (KN)	V dynamique (KN)	Vérification
Suivant X	2015.3352	30963.26	Condition vérifiée
Suivant Y	2193.0576	3468.65	Condition vérifiée

Tableau06 : L'effort tranchant à la base

V -5-3/Vérification de déplacement de chaque niveau :

Story	Diaphragme	Ex		Ey		Z
		UX	UY	UX	UY	
STORY6	D6	0,0153	0,0004	0 ,0007	0,0143	18,375
STORY5	D5	0,0126	0,0003	0,0005	0,0115	15,4
STORY4	D4	0,0097	0,0002	0,0004	0,0086	12,425
STORY3	D3	0,0067	0,0002	0,0003	0,0058	9,45
STORY2	D2	0,0038	0,0001	0,0002	0 ,0032	6,475
STORY1	D1	0,0014	0,0000	0,0001	0 ,0012	3,5

Tableau07 : valeurs de déplacement de chaque niveau

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D'après le (RPA99/2003 Art : 4.43) les déplacements horizontaux à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R = 4)

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau

« K-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui adjacent, ne doivent dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niveau	Sens- X			Sens-Y			$\overline{(\Delta_k)}$ m
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek}	δ_k (m)	Δ_k (m)	
1	0.0014	0.0056	0.0056	0.0012	0.0048	0.0048	0.035
2	0.0038	0.0152	0.0096	0.0032	0.0128	0.008	0.02975
3	0.0067	0.0268	0.0116	0.0058	0.0232	0.0104	0.02975
4	0.0097	0.0388	0.012	0.0086	0.0344	0.0112	0.02975
5	0.0126	0.0504	0.0116	0.0115	0.046	0.0116	0.02975
6	0.0153	0.0612	0.0108	0.0143	0.0572	0.0112	0.02975

Tableau o8 : Les déplacements relatifs latéraux des étages

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 version 2003 » [Art : 5.10] et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

V-5-4/ justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K h_K \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K »

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_K : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »

h_K : hauteur de l'étage « K ».

☞ Si $0.10 < \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1-\theta_K)$.

☞ Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

V-5-4-1/Pour le sens X :

Niveau	P _k (KN)	Δ_{KX} (m)	V _{KX} (KN)	h _k (m)	θ
1	15949.508	0.0056	3177.22	3.50	0.008
2	13231.194	0.0096	3022.24	2.975	0.014
3	9938.07	0.0116	2739.13	2.975	0.014
4	8039.348	0.012	2312.48	2.975	0.014
5	5443.424	0.0116	1733.37	2.975	0.012
6	2847.5	0.0108	967.74	2.975	0.0107

V -5-4-2/Pour le sens-Y:

Niveau	P _k (KN)	Δ_{Ky} (m)	V _{Ky} (KN)	h _k (m)	θ
1	15949.508	0.0048	3481.77	3.50	0.00628
2	13231.194	0.008	3299.4	2.975	0.01078
3	9938.07	0.0104	2986.14	2.975	0.01163
4	8039.348	0.0112	2535.1	2.975	0.01194
5	5443.424	0.0116	1928.5	2.975	0.011
6	2847.5	0.0112	1103.73	2.975	0.0097

Donc $\theta < 0.10$ dans tous les niveaux selon les deux sens, donc : l'effet de P- Δ est **négligé**.

V-6/ Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction. Au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Méthode de calcul :

$$\sum W_k \cdot b_i \geq \sum F_k \cdot h_k$$

$$\frac{M_r}{M_s} \geq 1.5 \text{ à } 2$$

Avec :

- ✓ W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k), $W_k = W_{kg} + 0.2W_{kq}$;
- ✓ W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes
- ✓ W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation.
- ✓ b_i : Centre de gravité de la structure;
- ✓ F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k ;
- ✓ h_k : La hauteur de l'étage k.

V-6-1/ Pour le sens X :

Niveau	W_K (KN)	b_i (m)	$W_K \times b_i$	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \times h_k$
1	15949.508	9,698	154534.783	3177.22	3.50	11120.27
2	13231.194	9,704	128395.5066	3022.24	6.475	19569.004
3	9938.07	9,704	96439.03128	2739.13	9.45	25884.779
4	8039.348	9,704	96439.03128	2312.48	12.425	28732.564
5	5443.424	9,704	52822.9865	1733.37	15.40	26693.898
6	2847.5	9,708	27643.53	967.74	18.375	17782.223
Σ	$\Sigma W_K \times b_i = 417174.8687$ KNm			$\Sigma F_{kx} \times h_k = 129782.7375$ KNm		

V-6-2/ Pour le sens y :

Niveau	W_K (KN)	b_i (m)	$W_K \times b_i$	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \times h_k$
1	15949.508	5,571	8922.867	3481.77	3.50	12186.195
2	13231.194	5,596	74041.762	3299.4	6.475	21363.615
3	9938.07	5,596	55613.440	2986.14	9.45	28219.023
4	8039.348	5,596	44988.191	2535.1	12.425	31498.6175
5	5443.424	5,635	30673.694	1928.5	15.40	29698.9
6	2847.5	5,729	16313.328	1103.73	18.375	20281.039
Σ	$\Sigma W_K \times b_i = 230553.282$ KNm			$\Sigma F_{ky} \times h_k = 143247.390$ KNm		

Condition de vérification :

$$\Sigma W_K \times b_i > \Sigma F_{kx} \times h_k$$

Pour le sens (XX) : le moment de renversement est inférieur au moment de stabilité. (Condition vérifiée)

Pour le sens (YY) : le moment de renversement est inférieur au moment de stabilité. (Condition vérifiée)

VI/Ferraillage des éléments porteurs :

VI-1/Introduction :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude ; vue le rôle important qui jouent ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités ; doit être conformes aux règlements de calcul et de conception : RPA99 version 2003, et CBA 93.

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide de l'ETABS.

VI-2/Ferraillage des poutres :

Une poutre est un élément de structure utilisée pour la construction dans les bâtiments. Cependant, le modèle des poutres peut être utilisé pour des pièces très diverses à condition qu'elles respectent certaines conditions. La théorie des poutres est la base de la résistance des matériaux.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées en **flexion simple**. Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

La section d'armature finale $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$ tel que :

A_{calcul} : section d'armature en flexion simple.

A_{CNF} : condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e$

A_{RPA} : section d'armature minimale du RPA 99 version 2003(Art 7.5.2.1 page 52).

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ⚡ 4% en zone courante.
- ⚡ 6% en zone de recouvrement.

VI-2-1/Poutres principales et secondaires:

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ⚡ Moment fléchissant
- ⚡ Effort tranchant
- ⚡ Effort normale

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant,

l'effort normal est négligé ; donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable)

VI-2-2/Combinaisons de calcul :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- ✚ Situation durable selon CBA93 (**1.35G + 1.5Q**) : pour déterminer le moment max en travée.
- ✚ Situation accidentelle selon le RPA99 version 2003

(G + Q±E ; 0.8G ±E) : pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Cas des contraintes				
Situation durable	Contrainte de béton	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_b = 0.85f_{c28} / \gamma_b$	$\sigma_b = 14.2\text{MPa}$
	Contrainte de l'acier	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\sigma_s = 348\text{MPa}$
Situation accidentelle	Contrainte de béton	$\gamma_b = 1.15$	$\sigma_b = 0.85f_{c28} / \gamma_b$	$\sigma_b = 18.47\text{MPa}$
	Contrainte de l'acier	$\gamma_s = 1$	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	$\sigma_s = 400\text{MPa}$

VI-2-3Calcul de ferrailage :

VI-2-3-1/Poutre principale (45×30) cm²

VI-2-3-1-1/Ferrailage longitudinale :

On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée (poutre d'étage).

✚ **En travée :**

Combinaison utilisée : 1.35G+1.5Q.

Données				
Géométries	Largueur de la poutre	b	0.30	m
	Hauteur de la section	h	0.45	m
	Hauteur utile de la section des aciers tendus	c	0.05	m
	Hauteur utile de la section des aciers comprimés.	d	0.41	m
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte de béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Condition de fissuration	Fissuration peu préjudiciable		
Sollicitations	Moment ultime due à 1.35G+1.5Q	M_u	79.405	KNm
	Moment réduit ultime	μ	0.392	/

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 79.405 \times 10^3 / 30 \times 41^2 \times 14.2 = 0.111 \leq \mu$$

⇒ A' = 0 cm² pas nécessaire d'aciers comprimés.

$$\alpha = 0.1489; \beta = 0.940$$

VI-2-3-1-2/Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / \beta \times d \times \sigma_s = 79.405 \times 10^3 / 0.940 \times 41 \times 348 = 5.92 \text{ cm}^2$$

VI-2-3-1-3/Choix des sections commerciales des armatures tendus:

$$A_s \text{ théorique} = 5.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ réelle} = 6.16 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA14}$$

Aux appuis :

Nappe inférieure :

Combinaison utilisée :

$$|0.8G \pm Ey|$$

Sollicitations	Moment ultime due à 0.8G ± Ey	M _u	151.821	KNm
	Moment réduit ultime	μ	0.392	/

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 151.821 \times 10^3 / 30 \times 41^2 \times 18.47$$

$$= 0.163 \leq \mu$$

⇒ A' = 0 cm² pas nécessaire d'aciers comprimés.

$$\alpha = 0.2253; \beta = 0.910$$

VI-2-3-1-4/Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / \beta \times d \times \sigma_s = 151.821 \times 10^3 / 0.910 \times 41 \times 400 = 10.17 \text{ cm}^2$$

VI-2-3-1-5/Choix des sections commerciales des armatures tendus:

$$A_s \text{ théorique} = 10.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ réelle} = 10.18 \text{ m}^2 = \mathbf{2HA16 + 4HA14}$$

Nappe supérieure :

Combinaison utilisée : |G+Q ± E |

|G + Q ± Ey|

Sollicitations	Moment ultime due à G + Q ± Ey	M _u	195.72	KNm
	Moment réduit ultime	μ	0.392	/

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 195.72 \times 10^3 / 30 \times 41^2 \times 18.47 =$$

$$0.210 \leq \mu$$

⇒ A' = 0 cm² pas nécessaire d'aciers comprimés.

$$\alpha = 0.2980; \beta = 0.881$$

VI-2-3-1-6/Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / \beta \times d \times \sigma_s = 195.72 \times 10^3 / 0.881 \times 41 \times 400 = 13.55 \text{ cm}^2$$

VI-2-3-1-7/Choix des sections commerciales des armatures tendus:

$$A_s \text{ théorique} = 13.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ réelle} = 14.20 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA16 + 4HA14}$$

VI-2-3-2//Vérifications:

VI-2-3-2-1/Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art : 7.5.2.1) :

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2.$$

VI-2-3-2-2/Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- ✚ 4 % b h en zone courante ($A_{max} = 54\text{cm}^2$)
- ✚ 6 % b h en zone de recouvrement ($A_{max} = 81\text{cm}^2$)

VI-2-3-2-3/Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 1.63 \text{ cm}^2$$

En travées:

$$A_s = 6.16\text{cm}^2 > A_{CNF}$$

En appuis:

$$A_s = 10.18\text{cm}^2 > A_{CNF}$$

$$A_s = 14.20\text{cm}^2 > A_{CNF}$$

} ⇒ conditions vérifiées.

VI-2-3-2-4/Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = V_{u \max} / b \times d = 197.9 \times 10^3 / 300 \times 410 = 1.61 \text{ MPa}.$$

Armature droite : $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = 1.61 \text{ MPa} \leq \tau_{lim} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales:

Données				
Matériaux	Contrainte de béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte limite de traction de béton	f_{t28}	2.1	MPa
	Contrainte tangentielle	τ_{lim}	3.33	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Section des armatures longitudinales	A_l	14.20	cm ²
	Diamètre des armatures longitudinales	Φ_l	16	mm

	Coefficient de sécurité de béton	γ_b	1.5	/
	Coefficient de sécurité de l'acier	γ_s	1.15	/
Géométries	Largueur de la poutre	b	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	h	45	cm
	Hauteur utile de la poutre	d	41	cm
	Largeur de l'appui	b'	30	cm
chargement	L'effort tranchant	V_{u-max}	197.9	KN

D'après le BAEL91 :

Diamètre minimale :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h/35 ; b_0/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (16 ; 12.86 ; 30) \text{ mm}$$

On prend: $\Phi_t = 12\text{mm}$

$$A_t = 4 \Phi_{12} = 4.52\text{cm}^2$$

Espacement minimale :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = \min (36.9; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

Vérification de la condition d'adhérence :

$$\tau_{ser} = V_{u-max} / 0.9d \sum \mu \leq \tau_{ser-lim} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$ barres haut adhérence

$\sum \mu$: La somme des périmètres des barres tendues

$$\sum \mu = 8\pi (1.6) = 401.92\text{cm}$$

$$\tau_{ser} = 197.9 \times 10^3 / 0.9 \times 410 \times 401.92 = 1.33\text{MPa}$$

$$\tau_{serlim} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} \leq \tau_{serlim}; \text{ condition vérifiée.}$$

Vérification de compression de béton :

$$V_{umax} = 197.9\text{KN} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 410 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$= 821.025 \text{ KN} \Rightarrow 197.9\text{KN} \leq 821.025 \text{ KN}, \text{ condition vérifiée.}$$

D'après le RPA99 version 2003 [Art : 7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t \geq 0.3\% S_t b$$

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4, 12 \Phi_l)$$

$$S_t \leq \min (45/4, 12 (1.6))$$

Donc:

$$S_t \leq \min (11.25, 19.2)$$

Donc on adoptera un espacement de: **$S_t = 10\text{cm}$**

Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm}$$

Donc on prend: **$S_t = 20\text{cm}$**

Pour la zone nodale :

$$S_t = 10\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq 0.3\% (10) (30) = 0.9\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour la zone courante :

$$S_t = 20\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq 0.3\% (20) (30) = 1.8\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI-2-4/Les poutres secondaires : (40 × 30) cm²

↻ En travée :

Combinaison utilisée : 1,35G+1,5Q.

Données				
Géométries	Largueur de la poutre	b	0.30	m
	Hauteur de la section	h	0.40	m
	Hauteur utile de la section des aciers tendus	c	0.04	m
	Hauteur utile de la section des aciers comprimés.	d	0.36	m
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	f _e	400	MPa
	Contrainte de béton à 28 jours	f _{c28}	25	MPa

	Condition de fissuration	Fissuration peu préjudiciable		
Sollicitations	Moment ultime due à 1.35G+1.5Q	M _u	49.665	KNm
	Moment réduit ultime	μ _i	0.392	/

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 49.665 \times 10^3 / 30 \times 36^2 \times 14.2 = 0.0899 \leq \mu_i$$

⇒ A' = 0 cm² pas nécessaire d'aciers comprimés.

$$\alpha = 0.1181; \beta = 0.953$$

VI-2-4-1/Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / \beta \times d \times \sigma_s = 49.665 \times 10^3 / 0.953 \times 36 \times 348 = 4.16 \text{ cm}^2$$

VI-2-4-2/Choix des sections commerciales des armatures tendus:

$$A_s \text{ théorique} = 4.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ réelle} = 6.16 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA14}$$

↗ Aux appuis :

Nappe inférieure :

Combinaison utilisée :

$$|0.8G \pm Ex|$$

Sollicitations	Moment ultime due à 0.8G ± Ex	M _u	131.311	KNm
		Moment réduit ultime	μ _i	0.392

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 131.311 \times 10^3 / 30 \times 36^2 \times 18.47$$

$$= 0.183 \leq \mu_i$$

⇒ A' = 0 cm² pas nécessaire d'aciers comprimés.

$$\alpha = 0.2594; \beta = 0.896$$

VI-2-4-3/Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / \beta \times d \times \sigma_s = 131.311 \times 10^3 / 0.896 \times 36 \times 400 = 10.18 \text{ cm}^2$$

VI-2-4-4/Choix des sections commerciales des armatures tendus:

$$A_s \text{ théorique} = 10.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ réelle} = 10.30 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA16 + 2HA12}$$

Nappe supérieure :

Combinaison utilisée :

| G+Q ±E |

Sollicitations	Moment ultime due à G + Q ± Ex	M _u	164.523	KNm
	Moment réduit ultime	μ _l	0.392	/

$$\mu_l = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 164.523 \times 10^3 / 30 \times 36^2 \times 18.47$$

$$= 0.229 \leq \mu_l$$

⇒ A' = 0 cm² pas nécessaire d'aciers comprimés.

$$\alpha = 0.3315; \beta = 0.867$$

VI-2-4-5/Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / \beta \times d \times \sigma_s = 164.523 \times 10^3 / 0.867 \times 36 \times 400 = 13.18 \text{ cm}^2$$

VI-2-4-6/Choix des sections commerciales des armatures tendus:

$$A_s \text{ théorique} = 13.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ réelle} = 14.20 \text{ cm}^2 = 4\text{HA16} + 4\text{HA14}$$

VI-2-4-7/Vérifications:

VI-2-4-7-1/Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art : 7.5.2.1) :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2.$$

VI-2-4-7-2/Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% b h \text{ en zone courante } (A_{\max} = 48 \text{ cm}^2) \\ 6\% b h \text{ en zone de recouvrement } (A_{\max} = 72 \text{ cm}^2) \end{array} \right.$$

VI-2-4-7-3/Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\text{CNF}} = 0.23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 1.304 \text{ cm}^2 \text{ (c.v.)}$$

VI-2-4-7-4/Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = V_{u \max} / bd = 169.34 \times 10^3 / 300 \times 360 = 1.57 \text{ MPa.}$$

Armature droite : $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = 1.57 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{lim}} = 3.33 \text{ MPa}$$

Armatures transversales:

Données				
Matériaux	Contrainte de béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte limite de traction de béton	f_{t28}	2.1	MPa
	Contrainte tangentielle	τ_{lim}	3.33	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Section des armatures longitudinales	A_l	14.20	cm ²
	Diamètre des armatures longitudinales	Φ_l	16	mm
	Coefficient de sécurité de béton	γ_b	1.5	/
	Coefficient de sécurité de l'acier	γ_s	1.15	/
Géométries	Largueur de la poutre	b	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	h	40	cm
	Hauteur utile de la poutre	d	36	cm
	Largeur de l'appui	b'	40	cm
chargement	L'effort tranchant	V_{u-max}	169.34	KN

D'après le BAEL91 :

Diamètre minimale :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h/35 ; b_0/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (16; 11.43 ; 30) \text{ mm}$$

On prend: $\Phi_t = 12\text{mm}$

$$A_t = 4 \Phi_{12} = 4.52\text{cm}^2$$

Espacement minimale :

$$S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = \min (32.4; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

Vérification de la condition d'adhérence :

$$\tau_{ser} = V_{max} / 0.9d \sum \mu \leq \tau_{serlim} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$ barres haut adhérence

$\sum \mu$: La somme des périmètres des barres tendues

$$\sum \mu = 8\pi (1.6) = 401.92\text{cm}$$

$$\tau_{ser} = 169.34 \times 10^3 / 0.9 \times 360 \times 401.92 = 1.30\text{MPa}$$

$$\tau_{serlim} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} \leq \tau_{serlim}; \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de compression de béton :

$$V_{max} = 169.34\text{KN} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 360 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$= 720.9 \text{ KN} \Rightarrow 169.34\text{KN} \leq 720.9 \text{ KN}, \text{condition vérifiée.}$$

D'après le RPA99 version 2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t \geq 0.3\% S_t b$$

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4, 12 \Phi_l)$$

Donc:

$$S_t \leq \min (40/4, 12 (1.6)) = \min (10, 19.2)$$

Donc on adoptera un espacement de: **$S_t = 10\text{cm}$**

Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$$

Donc on prend **$S_t = 20\text{cm}$**

$$S_t = 10\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq 0.3\% (10) (30) = 0.9\text{cm}^2 \text{ pour la zone nodale}$$

$$S_t = 20\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq 0.3\% (20) (30) = 1.8\text{cm}^2 \text{ pour la zone courante}$$

VI-2-4-8/ Vérification des contraintes :

Pour la vérification de la contrainte on prend comme exemple la poutre principale en travée.

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y = 9.19\text{cm}$$

Moment d'inertie:

$$I_0 = by^3/3 + 15 A_s (d - y)^2 = 101258.87\text{cm}^4$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I_0} = 5.27 \text{ MPa}$$

5.27MPa < 15MPa \Rightarrow condition vérifiée

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15M_{ser} \cdot (d - y)/I_0 = 273.65 \text{ MPa}$$

273.65MPa < 348MPa \Rightarrow condition vérifiée

VI-2-4-9/Vérification de la flèche :

Données				
Hauteur totale de la poutre	Poutre principale	h	45	cm
	Poutre secondaire	h	40	cm
Longueur de la poutre	Poutre principale	l	5.29	m
	Poutre secondaire	l	4.64	m
Largeur de la poutre	Poutre principale	b	30	cm
	Poutre secondaire	b	30	cm
Section d'acier tendue	Poutre principale	A _s	6.16	cm ²
	Poutre secondaire	A _s	6.16	cm ²
Moment en travées	Poutre principale	M _u	79.405	KNm
	Poutre secondaire	M _u	49.665	KNm
Moment isostatique	Poutre principale	M _o	111.74	KNm
	Poutre secondaire	M _o	12.79	KNm
Contrainte de l'acier utilisé	Poutre principale	f _e	400	MPa
	Poutre secondaire	f _e	400	MPa

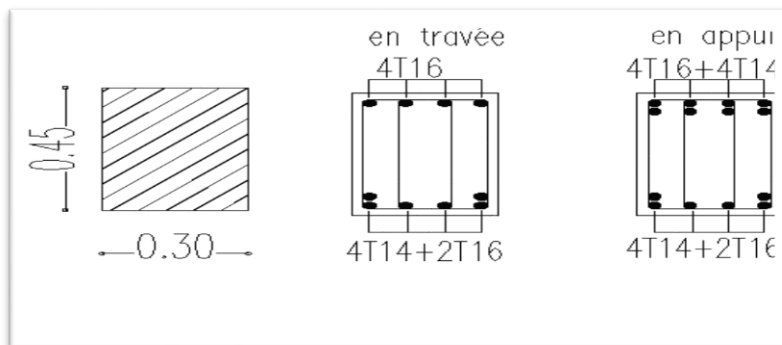
Calcul de la flèche :

Les sections	Poutre principale	Poutre secondaire	note
$h/l > M_t / 10M_o$	$0.085 > 0.071$	$0.086 > 0.038$	ok
$As / bd < 4.2 / f_e$	$0.005 < 0.0105$	$0.0057 < 0.0105$	ok
$h/l > 1/16$	$0.0885 > 0.0625$	$0.086 > 0.0625$	ok

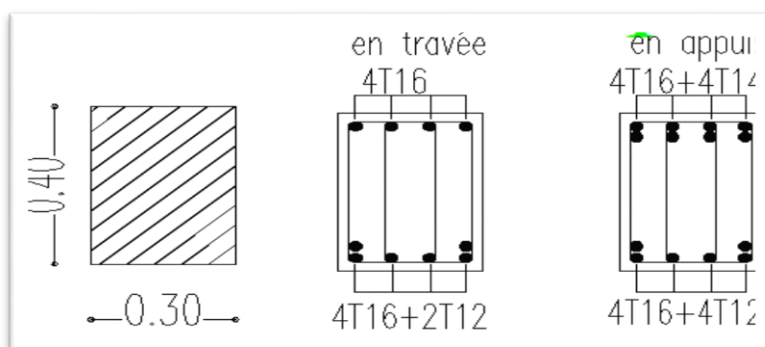
Donc la flèche est vérifiée pour les poutres principales et les poutres de chaînages

VI-2-4-10/Schéma de ferrailage des poutres :

Poutres principales :



Poutres secondaires :



VI-3/Ferrailage des poteaux :**VI-3-1/Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations. Ils sont soumis à la flexion composée c.-à-d. :

- ✚ efforts normaux N appliqués en son centre de gravité G_o
- ✚ des moments fléchissant M_G par rapport au centre de gravité G_o ,
- ✚ un effort normal N excentré par rapport au centre de gravité d'une quantité e , le moment induit valant $M_G = e \times N$

Selon ces cas, la section sera donc :

- ✚ entièrement comprimée
- ✚ partiellement comprimée (ou tendue)
- ✚ entièrement tendue

VI-3-2/combinaisons des charges :

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 et RPA99).

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

- ✓ $1,35G + 1,5Q$ CBA 93
- ✓ $G+Q \pm E$ RPA 99
- ✓ $0.8G \pm E$ RPA 99

VI-3-3/Sollicitation à considérer :

Les armatures sont déterminées sous les couples des sollicitations suivants :

1. $N_{max} \longrightarrow M_{corr}$
2. $M_{max} \longrightarrow N_{corr}$
3. $N_{min} \longrightarrow M_{corr}$

IL faut prendre le cas qui correspond à l'excentricité maximal

- Flexion avec traction : On considère les sollicitations N_u et M effectivement obtenues à partir des combinaisons d'actions relatives au cas étudié.
- Flexion avec compression : Les pièces étant comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué.

On notera dans la suite:

L : longueur de la pièce.

If : longueur de flambement de la pièce.

La longueur de flambement est celle d'une pièce supposée élastique articulée sur ses deux extrémités, qui présenterait même section et même contrainte critique d'Euler que la pièce supposée elle aussi élastique,

La valeur de If dépend des liaisons de la pièce qui peut être (par exemple) libre, articulée ou encadrée à chacune de ses extrémités. Il convient de l'évaluer avec prudence en raison des graves dangers que pourrait entraîner une sous-évaluation de cette valeur ; il faut en particulier tenir compte de la plus ou moins grande souplesse des encastresments (rarement parfaits).

Ainsi que des possibilités (fréquentes) des déplacements des extrémités perpendiculairement à l'axe longitudinal de la pièce. On notera :

h : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : excentricité (de premier ordre) de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

e_a : excentricité accidentelle

$$e_2 = 3l^2/h \times 10^{-4} (2 + \alpha \times \Phi)$$

$e_1 = M_{Gu} / N_u$ en flexion composée ; $e_1 = 0$ en compression centrée

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; l / 250)$$

Expression dans laquelle on désigne par :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ :

$$\alpha = 0.5 \text{ Si } M_i = 0.$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée :

Ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les excentricités additionnelles sont bien entendu à prendre dans la « direction la plus défavorable » ; en cas de flexion déviée, il est loisible de composer les excentricités obtenues suivant les deux axes principaux d'inertie.

Lorsque les actions variables figurant dans les combinaisons d'actions comportent une partie quasi permanente (se reporter à l'annexe D du règlement pour la définition et la valeur du coefficient ψ_2), il convient d'introduire celle-ci dans le numérateur du coefficient α .

➤ Flexion composée avec compression justification a l'état-limite ultime :

Il faut répondre aux questions suivantes :

↻ La section est-elle entièrement ou partiellement comprimée ?

↻ L'état-limite ultime peut-il être atteint ?

Si la section est entièrement comprimée et l'effort normal appliqué faible, il se peut que l'état-limite ultime ne soit pas atteint ; on appliquera dans ce cas une section minimale d'armatures égale à 4 cm^2 par mètre linéaire de parement, le pourcentage A/B étant compris entre 0.2 % et 5 %.

Supposons que l'effort soit tel que la déformation du béton ϵ_{bc} soit égale à zéro sur une fibre extérieure et à 3.5 ‰ sur l'autre : pour obtenir cet état, il faut calculer :

$$A = (d-c)N_U - M_U \leq (0.337 - 0.81 \times c/h) bh^2 \sigma_b, \quad M_U = M_G + N_U(e)$$

$$A = (d-c)N_U - M_U, \quad B = (0.337 - 0.81 \times c/h) bh^2 \sigma_b$$

e (distance entre CDG et les armatures inférieures)

Nous avons 3 cas possible

Si $A \leq B$, la section est partiellement comprimé (dans le cas ou nous avons un effort normal de compression)

Si $A \geq B$, la section est entièrement comprimée

Si nous avons un effort normal de traction

$e_g > (d-c)$ la section est partiellement comprimé

$e_g < (d-c)$ la section est entièrement tendu

➤ Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal :

0.9% en zone sismique III.

▲ Leur pourcentage maximal sera de :

- 3% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- ▲ Le diamètre minimum est de 12mm
- ▲ La longueur minimale des recouvrements est de
 - 50 Ø en zone IIb et III
- ▲ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 20 cm en zone IIb et III

Enfin, on appliquera mit section minimale d'armatures tendues.

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

VI-3-4/ Application numérique:

On à une section rectangulaire de $(h \times b) = (45 \times 30) \text{ cm}^2$

VI-3-4-1/ Calcul de ferrailage :

Données				
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte de béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Condition de fissuration peu préjudiciable	τ_{lim}	3.33	MPa
Géométries	Largeur de poteau	b	30	cm
	Hauteur de la section	h	45	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d	41	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	4	cm
	Longueur de poteau	l	3.50	m
	Longueur de flambement	$L_f = 0.7l$	2.45	m
Chargement	Moment ultime maximum	M_u	89.627	KNm
	Effort ultime correspond à M_{max}	N	51.67	KN
	Moment réduit limite	μ	0.392	/

Calcul d'excentricité total :

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

- $e_1 = M_{Gu} / N_u = 89.627 / 51.67 = 1.73 \text{ m.}$
- $e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; l / 250) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 350 / 250) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$
- $e_2 = (3 l f^2 / 10000 h) (2 + \alpha \Phi)$ avec :

$$\alpha = 0.5 \text{ si } M_i = 0, \Phi = 2$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.80 \text{ cm.}$$

$$\text{etot} = e_1 + e_a + e_2 = 1.73 + 0.02 + 0.80 = 2.55 \text{ m.}$$

Vérification:

$$(d - c)N_U - M_U \Rightarrow A = -70.509 \text{ KNm}$$

$$(0.337 - 0.81c/h)bh^2\sigma_b \Rightarrow B = 616.815 \text{ KNm}$$

$A \leq B$ (la section est partiellement comprimée)

$$e_t = 2.55 \text{ m} \geq h/6$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $[-h/6, h/6]$ la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf}

Le moment fictif

$$M_{fic} = M_u + N (d - \frac{h}{2}) \text{ avec : } M_u = N \times e$$

$$M_{fic} = N (e + d - \frac{h}{2}) = 51.67(2.55 + 0.41 - 0.225) = 141.317 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = M_{fic} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 141.317 \times 10^3 / 30 \times 41^2 \times 14.2 = 0.197$$

$$\alpha = 0.2785; \beta = 0.889$$

$$A_{s(fic)} = 141.31 \times 10^3 / 0.889 \times 41 \times 400 = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$M_{fic} \longrightarrow A_{s(fic)} = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(cal)} = A_{s(fic)} - N_U / \sigma_s = 9.69 - 1.292 = 8.398 \text{ cm}^2$$

D'après BAEL91

$$A_{min} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 41 \times 2.1 / 400 = 1.485 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min (RPA)} = 0.9\% b \times h = 0.009 \times 0.30 \times 0.45 = 12.15 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 15.30 \text{ cm}^2 = 10 \text{ HA14}$

Vérification :

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} = 15.30 / 1350 = 1.13\% < 3\% \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} = 1.13 < 6\% \text{ en zone recouvrement}$$

VI-3-4-2/Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Ou V_u : effort tranchant de calcul

h: Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il pris égale à 2.50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

t: espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée comme suit :

✳ dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{En zone IIb et III}$$

On prend : $t = 10 \text{ cm}$

✳ dans la zone courante :

$$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\phi_1)$$

ϕ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$t' \leq \text{Min} (15, 22.5, 14)$$

$$t' = 14 \text{ cm}$$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{On a: } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \Rightarrow \lambda_g = 0.7 \times 208.25 / 45 = 3.24 < 5$$

$$\Rightarrow \lambda_g = 0.7 \times 208.25 / 30 = 4.86 < 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$V_u = 60.04 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 60.04 \cdot 10^3 \cdot 140}{450 \cdot 400} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.75 \text{ cm}^2 \text{ . soit } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Min (RPA)

$$A_t \geq 0.30\% t \times b = 1.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangentielle est égale à :

Selon **B.A.E.L91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{60.04}{0.30 \times 0.41} = 0.488 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Selon le RPA99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times h} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Où τ_u : contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Avec : $\rho_d = 0.04$ dans le cas de $\lambda_g < 5$

Ce qui donne :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} > 0.488 \text{ MPa} (\text{C.V})$$

➤ **Section maximale**

$$A_{\max} = 4 \% b. h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 \quad A_{\max} = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{totale.}}$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

▪ **En zone nodale**

$$\Phi_{L \min} = 14 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (10 \Phi_{l \min}; 15 \text{ cm}) = (14 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

▪ **En zone courante**

$$S_t \leq 15. \Phi_{L \min} = 21 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 20 \text{ cm} \text{ en zone courante.}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

$$l_r = 50. \Phi$$

$$L_r = 50 \times 1.4$$

Donc: $l_r = 70\text{cm}$

VI-3-4-3/Vérification à état limite de service :

$$M_s = 47.527\text{KNm} \quad , \quad N_s = 48.78\text{KN}$$

Il faut vérifier que:

✳ Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

✳ Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_b = 0.6f_{c28} = 0.6(25) = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{47.527}{48.78} = 0.97\text{m}$$

$$z^3 + pz + q = 0 .$$

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser} = \frac{45}{2} - 97 = -74.5\text{cm} .$$

$$p = -3.c^2 + 90 \times A_s \times (d - c/b) = -18188.4 \text{ cm}^2$$

$$q = -2.c^3 + 90 \times A_s (d - c)^2/b = 102586.725\text{cm}^3$$

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = 8.8089 \times 10^{11} \text{ cm}^6 > 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) = 417985.34 \text{ cm}^3 \\ z = t^{1/3} = 74.77 \text{ cm} \\ y_c = z - p/3z = 155.86 \text{ cm} \\ y_{ser} = y_c + c = 33.79 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul des contraintes :

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = b.y_{ser}^3/3 + 15(A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2) = 767374.17 \text{ cm}^4.$$

Contrainte du béton :

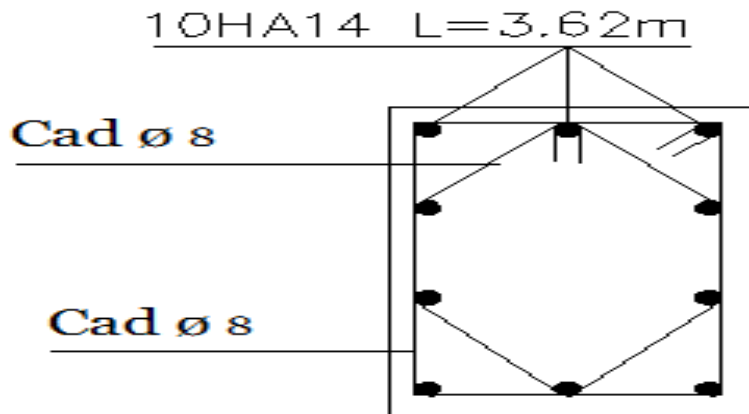
$$\sigma_b = N_{ser}.y_c .y_{ser}/I = 4.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b.$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_s = 15. N_{ser}.y_c. (d - y_{ser}) = - 34,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s.$$

Remarque :

Les poteaux de sous-sol sont ferrillés aux minimum RPA
donc on peut généraliser le ferrailage pour les autre étages.

VI-3-5/Schéma de ferrailage des poteaux:

VI-4/Ferraillage des voiles :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leur ferraillage se compose d'armatures verticales et horizontales et d'armatures transversales.

VI-4-1/Le calcul :

Dans notre bâtiment, on a les voiles de type pleine.

✱ Ferraillage des trumeaux :

Procèdes de calcul :

☞ Armatures verticales : [RPA99/2003 Art : 7.7.4.1]

Les armatures verticales sont déterminées suivant les étapes de calcul définies ci – dessous :

1. On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM

$$\sigma_1 = N/A - MV/I$$

$$\sigma_2 = N/A + MV'/I$$

Avec :

- A : section du béton
 - V, V' : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).
 - I : moment d'inertie du trumeau
2. On détermine les efforts agissant dans chaque bonde et la section d'armatures pour chaque section et cela suivant les cas :

1^{ere} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

2^{eme} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

3^{eme} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

☞ Armatures horizontales : RPA99/2003[Art : 7.7.4.2]

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

⇒ **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = \frac{1.1\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1.4V.$$

Cette quantité d'armatures doit être ajoutée à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales dont la section doit être supérieure ou égale à **4T10**

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

Selon le RPA version 2003

$$G + Q + E$$

$$0.8 G + E$$

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible (peu préjudiciable) sous les sollicitations obtenues par « ETABS ».

VI-4-2/Ferrailage minimale :

✱ **Selon le RPA99 / version 2003 :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section du béton tendu (Art 7.7.4.1).

Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit : (Art7.7.4.3)

- ▲ Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.

▲ En zone courante égale à 0.10%.

➤ **Espacement** : RPA99 (Art 7.7.4.3)

L'espacement horizontal et vertical des barres doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs :

- ▲ $St \leq 1.5 e$
- ▲ $St \leq 30cm.$

VI-4-3/ Vérification des contraintes :

VI-4-3-1/Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.28f_{c28}$$

$$\bar{V}=1.4V$$

Avec :

b_o : épaisseur de voile

d : Hauteur utile = 0.9h

h : Hauteur total de la section brute

➤ **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

Selon les règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banche (DTR B-C 2.42) art .2.3.3.

La contrainte de compression admissible est :

$$\bar{\sigma}_{b'} = \rho'_b \sigma'_{28}$$

Ou ρ'_b : est plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.45 \delta \alpha \gamma \\ 0.50 \alpha \beta \gamma \delta \end{array} \right.$$

$\delta = 1$: Les vérifications de contraintes admissibles seront effectuées pour les actions ou combinaisons d'action courantes

$\alpha = (a-10^e/3)/a$; $e \leq \max(1cm ; L_t/300)$ Tapez une équation ici.

➤ **Vérifications à l'ELS :**

$$\sigma_b = N_{ser} / B + 15 A_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

B : section de béton

A : section d'armatures adoptée

Exemple de calcul : $P_8 = P_9 = P_{10} = P_{11}$ (niveau 01 le cas le plus sollicité)

D'après toutes les combinaisons utilisées dans le logicielle ETABS : on a la combinaison 0.8G + E, dans ce cas les valeurs des sollicitations (M, N, V) est max :

On a :

Données			
Géométries	Largeur du voile	0.20	m
	Longueur du voile	3.725	m
	Moment d'inertie	1.21	m ⁴
	Surface	0.82	m ²
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable	
sollicitations	Moment	5538.544	KNm
	Effort normale N	1492.63	KN
	Effort tranchant	857.01	
	Effort tranchant calculé $\bar{V}=1.4 V$	1199.814	KN

VI-4-3-2/Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = N/A - MV/I$$

$$\sigma_2 = N/A + MV'/I$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = -6.01 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = 11.70 \text{MPa}$$

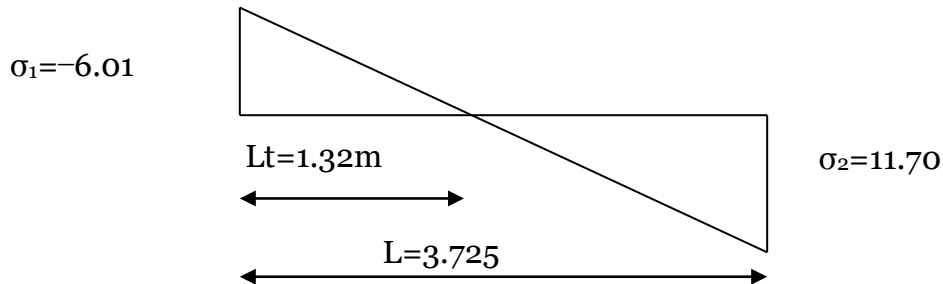
Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C), on évalue la longueur de la zone tendus à partir :

$$\frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{L} \Rightarrow L_t = \frac{\sigma_1 \times L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$L_t = 1.26\text{m}$$

L'effort de traction de la zone tendue est :

$$F_t = \sigma_1 \times e \times L_t / 2 = 6.01 \times 0.20 \times 1.26 / 2 = 757.26\text{KN}$$



▲ **Section théorique des armatures tendues :**

$$A_s = F_t / f_e = 18.93\text{cm}^2$$

▲ **La section des armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times V / f_e = 1.1 \times 857.01 / 400 = 23.56\text{cm}^2$$

▲ **Section des armatures de couture en zone tendue :**

$$A_{vja} = A_{vj} \times l_t / L = 23.56 \times 1.32 / 3.725 = 8.34\text{cm}^2$$

▲ **Section des armatures totales :**

$$A_t = A_{vja} + A_s = 18.93 + 8.34 = 27.27\text{cm}^2 = 12\text{HA}16 + 6\text{HA}12 = 30.92\text{cm}^2$$

▲ **Section minimale :**

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e = 5.28\text{cm}^2$$

▲ **Détermination de la section des armatures horizontales :**

▪ **Section minimale globale :**

$$A_{\min} = 0.15\% \times L \times e = 11.175\text{cm}^2$$

▪ **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.10\% \times L \times e = 7.45\text{cm}^2$$

VI-4-3-3/vérification des contraintes :

Selon l'Art 7.7.4.3.RPA99/Version2003: $St \leq \min(1.5 \times e ; 30\text{cm})$

Soit: $St = 20\text{cm}$

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

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{\bar{V}}{b.d}$	$\tau_u =$	1.79	MPa
Contrainte tangente limite	$0.28 f_{c28}$	$\tau_u =$	7	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	1.79 < 7.0 vérifiée		

▲ **Vérification de la contrainte de compression du béton:**

$\alpha_1 = (a - 10^e / 3) / a ; e \leq \max(1\text{cm} ; L_f / 300) = 1\text{cm}. \alpha_1 = 0.83.$

$\delta = 1$ Les vérifications des contraintes admissibles seront effectuées pour les actions ou combinaisons d'action courantes

$\gamma = 0.83.$

$\beta = 1 / (1 + 2(\lambda / 100)^2) = 0.80$

$\rho'_b = \min(0.31 ; 0.26) = 0.23.$

Vérification de la contrainte de compression du béton				
Contrainte de compression du béton.	$N/A + M V' / I$	$\sigma_b =$	11.70	MPa
Contrainte de compression du béton admissible.	$\rho'_b \sigma'_{28}$	$\bar{\sigma}'_b =$	14.2	MPa
Vérification de la contrainte de compression du béton.	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}'_b$	11.70 < 14.2 condition vérifiée.		

▲ **Vérification à l'ELS :**

$N_{ser} = 930.66\text{KN}$

Vérification à l'ELS				
Contrainte du béton.	$N_{ser} / (B + 15 A)$	$\sigma_b =$	3.13	MPa
Contrainte du béton admissible.	$0.6 f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b =$	15	MPa
Vérification de la contrainte.	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	3.13 < 15 vérifiée.		

On à suivi les mêmes étapes pour les autres niveaux et les autres voiles, les résultats sont représentés sous forme des tableaux.

Pour les voiles : $P_8 = P_9 = P_{10} = P_{11}$

Niveau	trumeau	N(KN)	M(KNm)	V(KN)	I (m ⁴)	V(m)	V 'm	m
6	P ₈	156.44	442.042	121.79	1.21	1.71	2.16	3.725
5	P ₈	459.56	816.752	392.75	1.21	1.71	2.16	3.725
4	P ₈	714.43	1866.827	567.96	1.21	1.71	2.16	3.725
3	P ₈	969.05	3376.870	721.35	1.21	1.71	2.16	3.725
2	P ₈	1207.91	5283.545	834.15	1.21	1.71	2.16	3.725
1	P ₈	1422.6	5538.544	857.01	1.21	1.71	2.16	3.725

Niveau	A (m ²)	e(m)	σ1 MPa	σ2 MPa	Lt (m)	F (KN)	As (cm ²)
6	0.82	0.20	-0.43	0.98	1.14	49.02	1.23
5	0.82	0.20	-0.59	2.02	0.84	49.56	1.23
4	0.82	0.20	-1.77	4.20	1.10	394.9	9.87
3	0.82	0.20	-3.59	7.20	1.24	755.16	18.88
2	0.82	0.20	-5.99	10.9	1.32	790.68	19.77
1	0.82	0.20	-6.09	11.62	1.32	803.88	20.10

Niveau	Avj cm ²	Avja cm ²	Atot cm ²	Amin cm ²	Amin globale	Amin z.c.	Choix (z.tendue)
6	3.34	1.022	2.252	4.56	11.175	7.45	10HA12+6HA12+20HA8
5	10.80	2.44	3.67	3.36	11.175	7.45	10HA12+6HA12+20HA8
4	15.62	4.61	14.48	4.4	11.175	7.45	10HA14+6HA14+20HA12
3	19.84	6.60	25.48	4.96	11.175	7.45	10HA14+6HA14+20HA12
2	22.94	8.13	27.9	5.28	11.175	7.45	10HA14+6HA14+20HA12
1	23.57	8.32	28.42	5.28	11.175	7.45	10HA14+6HA14+20HA12

Pour les voiles P₃ = P₄ :

Niveau	trumeau	N(KN)	M(KNm)	V(KN)	I (m ⁴)	V(m)	V 'm	L (m)
6	P ₃ =P ₄	189.71	260.495	140.06	0.106	0.775	1.5	1.85
5	P ₃ =P ₄	431.64	345.936	183.03	0.106	0.775	1.5	1.85
4	P ₃ =P ₄	711.5	358.273	218.64	0.106	0.775	1.5	1.85
3	P ₃ =P ₄	961.15	579.705	242.47	0.106	0.775	1.5	1.85
2	P ₃ =P ₄	1197.74	872.924	248.76	0.106	0.775	1.5	1.85
1	P ₃ =P ₄	916.56	911.591	274.36	0.106	0.775	1.5	1.85

Niveau	A (m ²)	e(m)	σ1 MPa	σ2 MPa	Lt (m)	F (KN)	As (cm ²)
6	0.445	0.20	-1.48	4.11	0.49	72.52	1.81
5	0.445	0.20	-1.56	5.87	0.39	60.84	1.52
4	0.445	0.20	-1.02	2.11	0.60	61.2	1.53
3	0.445	0.20	-2.08	7.63	0.40	83.2	2.08

2	0.445	0.20	-3.97	15.04	0.39	154.83	3.87
1	0.445	0.20	-4.61	14.96	0.44	202.84	5.07

Niveau	Avj cm ²	Avja cm ²	Atot cm ²	Amin cm ²	Amin globale	Amin z.c.	Choix (z.tendue)
6	3.85	1.02	2.83	1.96	5.55	3.7	4HA12 +10HA14
5	5.03	1.06	2.58	1.56	5.55	3.7	4HA12+10 HA14
4	6.02	1.95	3.48	2.4	5.55	3.7	4HA12+10HA14
3	6.67	1.44	3.52	1.6	5.55	3.7	4HA12+10HA14
2	6.84	1.48	5.35	1.56	5.55	3.7	4HA12+3HA10+ 10HA14
1	7.54	1.79	6.86	1.76	5.55	3.7	4HA12+6HA10+10HA14

Vérification de contrainte de cisaillement :

niveau	\bar{V}	τ_u	$\bar{\tau}_u$	observation
6	196.084	0.59	7	Condition vérifiée
5	256.242	0.77	7	Condition vérifiée
4	306.096	0.92	7	Condition vérifiée
3	339.458	1.02	7	Condition vérifiée
2	348.264	1.05	7	Condition vérifiée
1	384.104	1.15	7	Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

niveau	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	observation
6	4.11	15	Condition vérifiée
5	5.87	15	Condition vérifiée
4	2.11	15	Condition vérifiée
3	7.63	15	Condition vérifiée
2	15.04	15	Condition vérifiée
1	14.96	15	Condition vérifiée

VII/ Etude de l'infra structure :**VII-1/ Mur de soutènement:****VII-1-1/ Introduction :**

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur de soutènement en béton armé est constitué de :

Rideau qui reçoit la poussée des terres et qui est terminé à la partie supérieure par une nervure de raidissement.

VII-1-2/ Les forces agissant sur l'ouvrage :

- ✱ le poids propre du mur.
- ✱ le poids du terrain sur la semelle.
- ✱ le poids de la surcharge.
- ✱ La poussée des terres.

VII-1-3/ Pré dimensionnement du mur de soutènement

D'après le règlement parasismique algérienne de (RPA99/ version 2003), les murs de soutènements en béton armé dont la hauteur inférieure ou égale à 6 mètres.

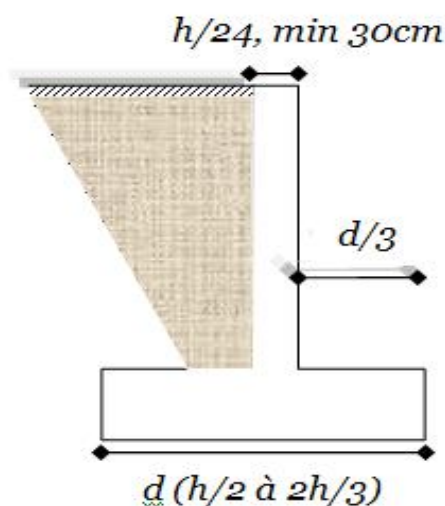


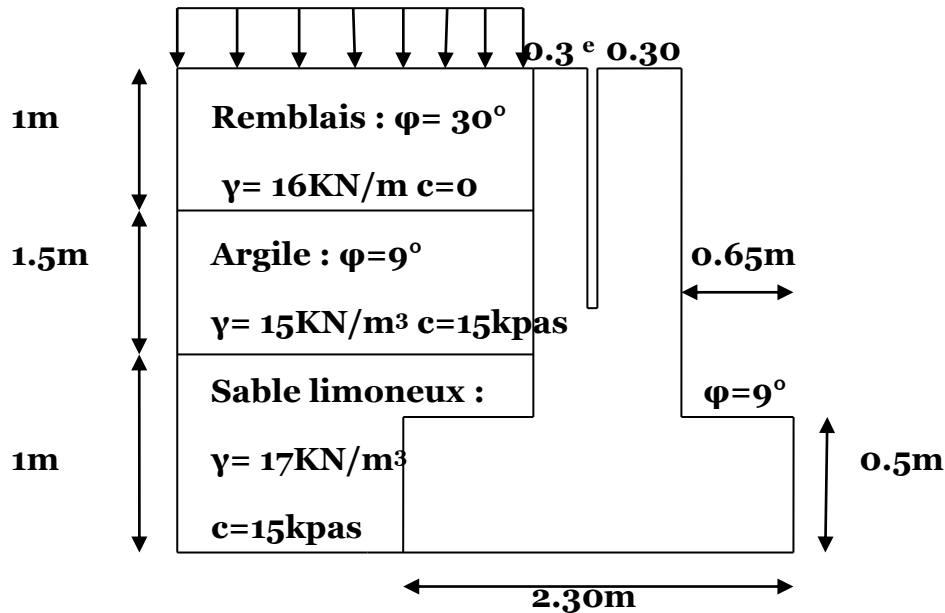
Figure 01 : coupe transversale d'un mur de soutènement

ht = 3.50m

les données :

Portance du sol : $\sigma_{sol} = 2(\text{bars})$.

Et le reste des données dans la figure suivante :



Q: surcharge = 15 KN/m²

e : Épaisseur du joint entre poteau – rideau qui fait 5 cm

Figure 02 : mur de soutènement et leurs couches

VII-1-4/ Calcul de la force de la poussée du sol par la méthode de "RANKINE" :

$$\sigma_a = K_a \gamma H - 2C_u \sqrt{K_a} \quad \text{ou: } K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right).$$

❖ **Pour la couche "01" : Remblai**

$C=0$ et $\phi=30^\circ$; $K_{a1} = 0.33$ donc : $\sigma_a = 0.33 \gamma H$.

H=0: $\sigma_a = 0$

H=1m: $\sigma_a = 0.33 \times 16 \times 1 = 5.28 \text{ KN/m}^2$

❖ **Pour la couche "02" : Argile**

$C=15 \text{ kpas}$ et $\phi=10^\circ$; $K_{a2} = 0.73$ donc : $\sigma_a = 0.73 \gamma H - 2C_u \sqrt{0.73}$.

H=1m: $\sigma_a = -14.68 \text{ KN/m}^2$.

H=2.5m: $\sigma_a = 1.74 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Pour la couche "03" : sable limoneux.**

$C=15\text{kpas}$ et $\varphi=9^\circ$; $K_{a3}=0.73$ donc : $\sigma_a=0.73\gamma H - 2C_u\sqrt{0.73}$.

$H=2.5\text{m}$: $\sigma_a=5.39\text{KN/m}^2$.

$H=3.5\text{m}$: $\sigma_a=17.8\text{KN/m}^2$.

Calcul de la surcharge:

La couche "01" : $K_{a1}=0.33$ donc : $\sigma_a=0.33 \times 15=4.95\text{ KN/m}^2$.

La couche "02" : $K_{a2}=0.73$ donc : $\sigma_a=0.73 \times 15 + 5.28=16.23\text{ KN/m}^2$.

La couche "03" : $K_{a3}=0.73$ donc : $\sigma_a=0.73 \times 15 + 5.28 + 16.425=32.955\text{ KN/m}^2$.

VI-1-5/Diagramme des contraintes :

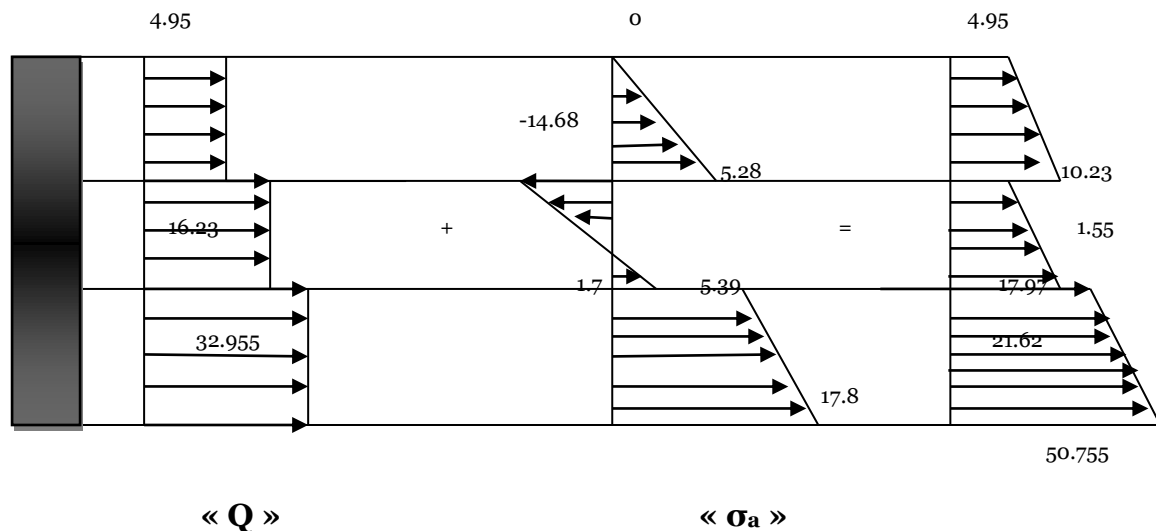


Figure 03 : diagramme des contraintes de poussée

❖ **Calcul de la force de poussée et leur point d'application :**

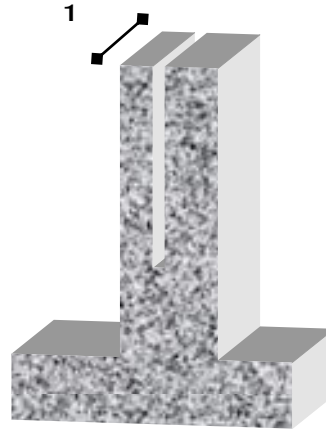
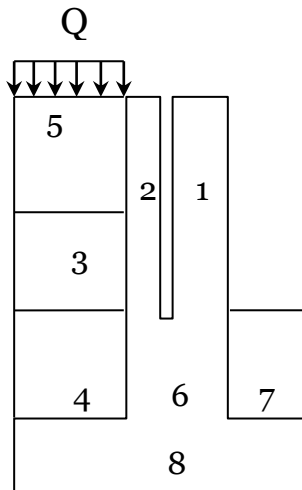
Le calcul se fait pour une bonde de 1m

N°/de la section	Force « F » horizontale(KN)	Point d'application « z »(m)	Moment de renversement F×Z (KNm)
1	4.95	3	14.85
2	2.64	2.83	7.4712
3	2.325	1.75	4.06875
4	12.315	1.5	18.4725
5	32.43	0.5	16.215
6	21.85	0.33	7.2105
Σ	76.51	/	ΣF×Z=68.288

La force totale : $F_t = 76.51 \text{ KN}$.

Bras de levier : $Z = \sum F \times Z / F_t$ donc : $Z = 0.89\text{m} \approx 1 \text{ m}$

VI-1-6/Calcul de moment stabilisant : on prend un mètre de calcul



section	γ (KN/m ³)	W (KN)	Bras de levier (m)	M/A
1	25	15.5	1	15.5
2	25	18.75	1.4	26.25
3	15	24.75	1.925	47.64
4	17	28.05	1.925	53.99
5	16	26.4	1.925	50.82
6	25	16.25	1.15	18.69
7	17	28.05	0.375	10.52
8	25	28.75	1.15	33.06
q	15(KN/m ²)	11.25	1.925	21.65
				$\Sigma=278.12$

$$F_R = \frac{\sum M_{stb}}{\sum M_{rnv}} = \frac{278.12}{68.288} = 4.07 > 1.5 \text{ à } 2$$

Alors : le mur de soutènement est stable vis-à-vis le renversement

VI-1-7/Vérification au renversement sous l'effet de la poussée dynamique active globale (selon RPA99/Version 2003) [Art : 10.4.3page83]:

$$P_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} (1 \pm K_v) \gamma H^2$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

γ : Poids volumique du sol de remblai

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

β : Angle de la surface de remblai sur l'horizontale

$$\theta = \arctg(K_h / (1 \mp K_v))$$

Couche "01" :

$$\varphi = 30^\circ$$

$\beta = 0$ (Angle de la surface du remblai sur l'horizontale)

$\theta = \arctg(K_h / (1 \pm K_v))$, Avec : ($K_h - K_v$) deux coefficient sismique

$K_h = A (\%g) = 0.25$, avec A : coefficient d'accélération de la zone

$$K_v = \pm 0.3 K_h = \pm 0.075$$

Donc : $\theta = 0.228$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(29.772)}{\cos^2(0.228)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \sin(29.772)}{\cos(0.228)}} \right]^{-2} = 0.336$$

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} (1 \pm K_v) \gamma H^2 =$$

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \times (0.336) \times (1.075) \times 16 \times (1)^2 = 2.890 \text{ KN/ml}$$

Couche "02+03" : argile, sable limoneux pas de poussée

Pour la surcharge "q" : la poussée dynamique due à la surcharge.

$$q = 15 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_{qd} = K_{ad} (1 \pm K_v) qH / \cos \beta.$$

L'effet de la surcharge pour la couche "01" est :

$$P_{qd} = 0.336 \times 1.075 \times 10 \times 1 / \cos(0) = 3.612 \text{ KN/ml}.$$

poussée	Force (KN)	Bras de levier (m)	M/A(KNm)
P _{ad}	2.890	1.75	5.0575
P _{qd}	3.612	1.75	6.321
			Σ=11.3785

$$F_R = 278.12 / 11.3785 = 24.4 > 1.3 \text{ (selon RPA)}$$

Donc : le mur est stable vis-à-vis le renversement autour de l'arête aval de la semelle.

VI-1-8/Vérification au glissement :

$$\Sigma F_H / \Sigma F_V \leq f \text{ (pas de glissement)}$$

$$\Sigma F_H / \Sigma F_V = 0.39 \leq f = 1.2$$

Le mur de soutènement de notre projet est fait partie à la structure par l'intermédiaire de la semelle, donc $\Sigma F_V \gg \Sigma F_H \Rightarrow \Sigma F_H / \Sigma F_V \approx 0 \Rightarrow$ pas de risque de glissement.

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage de mur de soutènement est résumé dans le tableau suivant :

Le ferrailage se fait par une bonde de 1 mètre linéaire b=100cm

section	As calcul (cm ²)	CNF (cm ²)	As adopté (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)	As répartition
rideau	0.92	3.14	6.79	6HA12	15	6HA8
S. avant	0.53	3.14	6.79	6HA12	15	6HA8
S. arrière	6.67	3.14	6.79	6HA12	15	6HA8

VII-2/Calcul des fondations :

VII-2-1/ Introduction :

La partie sol-fondation constitue avec les éléments de contreventements un ensemble dont la résistance est une condition intrinsèque pour qu'une construction puisse tenir debout après un séisme. En effet même si les éléments de la super structure sont bien calculés au séisme, nous pouvons assister à la ruine de la structure si l'ensemble sol fondation est mal choisi ou mal calculé.

La fondation reprend les efforts transmis par les éléments de contreventement au sol. Celui-ci conditionne le type de fondation à choisir ainsi que son ancrage.

Il existe essentiellement deux groupes de fondations :

Les fondations superficielles : lorsque la qualité du sol au niveau inférieur d'un ouvrage permet de transmettre les charges directement au bon sol, on parle de fondations superficielles.

Elles se divisent en :

- ✱ Semelle isolées
- ✱ Semelle continues, dites aussi filantes
- ✱ Radier.

Les fondations profondes : si la charge transmise par la structure est très élevée et ne peut être reprise par les couches superficielles du sol ou si ces dernières sont trop compressibles. Dans ce cas, on est obligé de chercher le bon sol à une plus grande profondeur. Pour cela, des puits ou des pieux appelés fondations profondes sont nécessaires

VII-2-2/ données de site :

- ✱ Dans notre cas le sol considéré un sol meuble (rapport de sol)
- ✱ La contrainte admissible de sol est de : $\bar{\sigma} = 2 \text{ bar}$

VII-2-3/ Choix de type de fondation :

Pour le choix de type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

- ✱ Le poids de la structure
- ✱ La capacité portante du sol L'économie dans la réalisation
- ✱ La facilité et la rapidité d'exécution Stabilité totale de l'ouvrage ;
- ✱ Type d'ouvrage à construire.

On a la condition suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_{tot}(ser)}{\bar{\sigma}_s} \geq \frac{S_{ouvrage}}{2} (1) \\ \frac{N_{tot}(ser)}{\bar{\sigma}_s} < \frac{S_{ouvrage}}{2} (2) \end{array} \right.$$

(1): Radier générale.

(2): Semelles filantes et isolées.

$\bar{\sigma} = 2 \text{ bar}$: Contrainte admissible de sol.

$N_t(ser)$: Effort normal ultime a ELS.

$$N_t = 17530.74 \text{ KN}$$

$$17530.74 / 200 \geq 232.8106 \text{ m}^2 / 2$$

$$87.654 \geq 116.4053 \text{ m}^2$$

Donc dans notre projet on utilise des semelles filantes sous poteaux et sous voiles.

VII-2-4/ Semelles filante sous poteau (45 × 30) cm² :

Calcul de la semelle filante sous trois poteaux :

Selon le R.P.A99 version 2003 et BAEL l'étude des fondations se fait sous les sollicitations les plus défavorables.

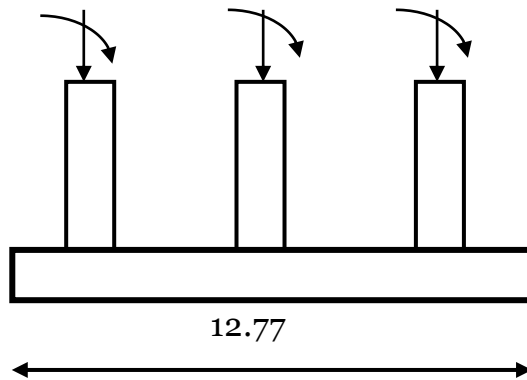
Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- **G + Q ± E**
- **0.8 G ± E**

Pour le pré dimensionnement de la semelle on prend la combinaison G+Q
Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.0. **A-étapes des calculs**

Les semelles sont soumises à un effort normal et un moment fléchissant.
Les dimensions du poteau étant a et b on se fixe les dimensions A et B de la semelle, quitte à les rectifier par la suite, il y a lieu de respecter

$$(A/B = a/b)$$



Poteau	A l'ELS		A l'ELU
	Effort normal (KN)	Le moment (KNm)	Effort normal (KN)
1	229.26	15.749	313.15
2	1007.18	7.946	1382.89
3	334.57	39.395	452.83

$$\sum N_i = 1571.01 \text{KN}$$

$$B \geq N / \sigma_s \times L$$

$$B \geq 1571.01 / 0.2 \times 12.77 \times 10^3 = 0.62 \text{m}$$

On prend $B=2\text{m}$

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si B est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $L/B > 5 \Rightarrow 12.77 / 2 = 6.385 > 5$ (C-V).

Calcul de la hauteur de la semelle :

Condition de non poinçonnement à l'ELU:

On propose : $h=0.60\text{m}$.

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b.$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante.

La vérification se fait pour le point le plus sollicité de la semelle avec un effort normal appliqué par le poteau le plus sollicité.

$$\Rightarrow Q_u = 1382.89 \text{KN}.$$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(0.30+0.45+2(0.60)) = 3.90 \text{ m}.$$

$$0.045 \mu_c h f_{c28}/\gamma_b = 0.045 (3.90) (0.6) (25) (1000)/1.5 = 1755 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 1382.89 \text{ KN} < 1755 \text{ KN} \quad (\text{C -V}).$$

Donc on prend : **h=0.6 m.**

Calcul de la largeur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}}$$

Où:

E : module d'élasticité du béton (E = 32164,2 MPa).

K: coefficient de raideur du sol (K= 25 MN/m³).

I : moment d'inertie de la semelle.

A : la largeur de la semelle.

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux.

Si : **L_{max} ≤ L_e π/2**: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

Si : **L_{max} > L_e π/2**: la fondation filante est étudiée comme poutre sur un sol élastique.

Plusieurs méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi ; Flamant et Westergaard.

La longueur maximale entre axe de deux poteaux est : 5.74 m.

$$I = 0.036\text{m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}} = 4.52\text{m} \Rightarrow L_{\max} \leq L_e \pi/2 \Rightarrow \text{semelle rigide}$$

Calcul des contraintes :

Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times L \times h = 25 \times 2 \times 12.77 \times 0.4$$

$$P_s = 127.7\text{KN}$$

Poids de remblai :

$$P_r = 16 (2. 12.77 - 0.20. 12.77) (2 - 0.4)$$

$$Pr = 555.750 \text{ KN}$$

$$N_t = \sum N_i = 1571.01 + Ps + Pr = 2254.46 \text{ KN.}$$

$$M_t = \sum N_i e_i + \sum M_i = 1571.01 + (229 \times 8.53) + (1007.18 \times 2.79) + (334.57 \times 5.58) \\ = 8201.31 \text{ KNm}$$

$$e = M_t / N_t = 2254.46 / 8201.31 = 0.27 < B/4 = 0.5 \text{ m (cv.)}$$

Donc la méthode de BIELLE est applicable.

Calcul le ferrailage des semelles :

$$A_s // A = [N_u(A-a)] / (8 \times d \times \sigma_s) = 1382.89(1.5-0.3) / (8 \times 348 \times 0.6) = \\ 16.59 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 20.01 \text{ cm}^2 = 13 \text{ HA14}$

$$A_s // B = [N_u(A-a)] / (8 \times d \times \sigma_s) = 1382.89(1.5-0.3) / (8 \times 348 \times 0.6) = \\ 17.78 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 20.01 \text{ cm}^2 = 13 \text{ HA14}$

Armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 5.0025 \text{ cm}^2; \text{ on adopte } A_r = 9.05 \text{ cm}^2 = \mathbf{8 \text{ HA12}}$$

Espacement:

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

Vérification de poinçonnement:

Des armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaire si :

$$P_u \leq (0.045 U_c h_o f_{c28}) / \gamma_b$$

P_u : charge de calcul à l'E.L.U.

h_o : épaisseur totale de la dalle.

$$U_c : \text{périmètre du rectangle d'impact} : U_c = 2(a' + b') ; U_c = 2[(a+h_o) + (b+h_o)] \\ = 3.9 \text{ m}$$

Donc $P_u = 1382.89 \text{ KN} < 1755 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Vérification de besoin des crochets :

Pour déterminer la longueur des barres et leurs modes d'encrage de scellement :

$$L_s = \emptyset / 4 (f_e / \tau_s) \text{ Avec : } \tau_s = 0.6 \phi s^2 f_{tj}$$

$\varphi_s = 1.5$ (barres hautes adhérences)

\emptyset : Diamètre des barres

Si $B/4 < L_s$: toutes les barres doivent être prolongée jusqu'à l'extrémité de la semelle et comporter des ancrages courbes.

Si $B/8 < L_s < B/4$ toutes les barres être prolongée jusqu'à l'extrémité de la semelle mais ne peuvent pas des crochets.

Si $L_s < B/4$: les barres ne comportent pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à $0.71B$, ou alterner des barres de $0.86B$

$$\tau_s = 0.6\varphi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = (1.6/4)(400/2.84) = 56.34 \text{ cm}$$

$B/4 = 0.375$, $B/8 = 0.1875 \text{ m}$ alors $L_s > B/4$ donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais ne prouvent pas des crochets

Vérification de cisaillement du béton :

$$\tau_u = N_u / \text{surface fissure} = N_u / 2ht (a + b) < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1382.89 \times 10^{-3} / 2 \times 0.60(0.3 + 0.45) = 1.54 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI -2-6/ Semelle filante sous voile :

Détermination de la largeur de la semelle

$\sum N_i$: la somme des efforts normaux

Les combinaisons de calcul :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$
- $G + Q$
- $1.35G + 1.5 Q$

Pré dimensionnement sous la combinaison G+Q

$$N_t = 930.66 \text{ KN}$$

$$\sigma = N / A \times B \leq \overline{\sigma_{so}} \Rightarrow B > N / L \times \overline{\sigma_{so}}$$

$$B > 930.66 \times 10^{-3} / 3.725 \times 0.2 = 1.25 \text{ m}$$

$B > 1.25 \text{ m}$ on prend $B = 2 \text{ m}$

$$h \geq \left(\frac{B-b}{4} + 5 \text{cm} \right) = \frac{2-0.30}{4} + 5 = 47.5 \text{ cm}$$

On prend $h = 60 \text{cm}$

Calcul du largueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton : $E = 32164.2 \text{ MPa}$

K : coefficient de raideur du sol : $K = 25 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie de la semelle : $I = B \times h^3 / 12$

B : largeur de la semelle

L_{\max} : longueur maximal entre les poteaux

Si : $L_{\max} \leq L_e \pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc semelle rigide.

Si : $L_{\max} > L_e \pi/2$: la fondation filante est étudiée comme poutre sur un sol élastique. (Semelle souple)

Plusieurs méthodes sont proposées mais dont le principe est le même, nous citons à titre d'exemple les méthodes : Simvoulidi ; Flamant et Westergaard.

La longueur maximale entre axe de deux poteaux est : 5.74m .

$$I = 0.0324 \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}} = 3.22 \text{m}$$

$$L_i = 5.74 \text{m}$$

$$(3.14/2)3.22 = 5.06 \text{m}$$

$L_{\max} \leq L_e \pi/2 \Rightarrow$ la semelle est rigide

Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times h \times l = (25 \times 2 \times 0.6 \times 3.725) = 111.75 \text{ KN/ml}$$

Poids de remblais :

$$P_r = 16(2 \times 3.725 - 0.2 \times 3.725) (2 - 0.5) = 160.92 \text{ KN}$$

Vérification des dimensions de la semelle:**Combinaison (G+Q)**

$$N_t = \sum N_i = 930.66$$

$$M_t = \sum M_i = 87.872$$

$$e_i = M_i / N_i = 87.872 / 930.66 = 0.094 \text{ m} < B/4 = 0.5 \text{ m}$$

La stabilité vis-à-vis du renversement est vérifiée

Vérification des contraintes :

Soit $B = 2 \text{ m}$

$$e_i = 0.094 \text{ m}$$

$$L = 3.95 \text{ m}$$

$$N_t = 930.66 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$\sigma_{1,2} = N/Bl \pm 6M/BL^2$$

$$\sigma_1 = 0.144 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

$$\sigma_2 = 0.106 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

Donc la section doit être vérifiée

Calcul de ferrailage:

Sens transversal : A_{tr} - pour une bande de 1m linéaire :

$$A_{tr} = N_t (B - b) / 8 \times \sigma_s \times d$$

Avec: $d = h - c = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{tr} = 11426.92 (2 - 0.20) / 8 \times 400 \times 0.45 = 14.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$A_{tr} = 14.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{tr} = 15.57 \text{ cm}^2 = \mathbf{12HA12}$$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens longitudinal A_l :

$$A_l = A_{tr} / 4 = 15.57 / 4 = 3.89 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_l = 3.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 6.79 \text{ cm}^2 = \mathbf{6HA12}$$

Avec : St = 15 cm

Calcul de tassement :

Dans notre cas le sol est considéré comme un sol non tassé donc : pas de vérification de tassement.

VI-3/Etude des longrines:

Les longrines sont des poutres chaînages situées au niveau de l'infrastructure sous forme d'une ceinture relie les différentes semelles. Elles permettent la répartition et la transmission des efforts empêchant le tassement différentiel pour ne pas occasionner de désordres et s'opposent aux déplacements relatifs entre les fondations lors d'un séisme.

D'après le **RPA99 V2003** les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq \mathbf{20 KN}$$

Avec

Nmax : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravités apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré. [Art10.1] de RPA

/	Zone		
	I	II	III
Site			
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

Dans notre cas $\alpha = 10$

Le ferrailage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20cm, 15 Øl)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

On prend une section des longrines de (25 × 30) cm²

Le (R.P.A99v2003) préconise une section minimale d'armatures de l'ordre $0.6\%b \times h = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5\text{cm}^2$ on adopte $6\text{HA}12 = 6.78\text{cm}^2$

Les armatures transversales

Elles doivent être telles que :

$$\varnothing_1 \leq \min (h/35 ; b/10 ; \varnothing_1)$$

$$\varnothing_1 \leq \min (8.57 ; 25 ; 12) = 8.57\text{mm}$$

On prend $\varnothing_1 = 8\text{mm}$

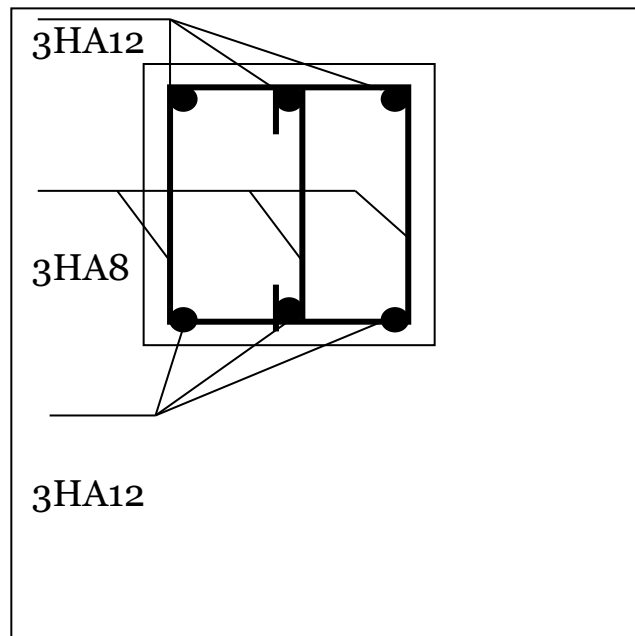
On adopte un cadres un étrier en $\Phi 8$ ($A_t = 1.51\text{cm}^2$).

L'espacement entre les armatures transversales est :

$$St \leq \min (20\text{cm} ; 15 \Phi) = \min (20\text{cm} ; 18\text{cm}).$$

On adopte un espacement $St = 18\text{cm}$ a tous les longueurs

VI-4/ Schéma de ferrailage des longrines :



Résumé :

Le besoin d'améliorer la méthodologie de calcul des structures soumises à une action sismique a été largement constaté dans les différents codes réglementaires.

L'insuffisance des méthodes simplifiées (analyse linéaire équivalente corrigée pour prendre en compte les aspects d'un comportement non-linéaire) et la complexité des méthodes d'intégration temporelles ont poussé à l'émergence d'une troisième voie, celle des méthodes d'analyses statiques non-linéaires. Ces approches non itératives combinent une analyse statique non-linéaire et une analyse par spectre de réponse.

Mots clés :

Séisme, Analyse statique non-linéaire, Pushover, déplacement inter-étage, Combinaison modale, Spectre inélastique, Ductilité, Courbe de capacité, rotule plastique.

Summary:

The need to improve the analysis of structures subjected to seismic action was largely noted in the various regulatory codes. The insufficiency of the simplified methods (corrected linear equivalent analysis to take into account non-linear behavior aspects) and complexity of the temporal methods led to the emergence of a third way, those of the methods of non-linear static analyses. These no iterative approaches combine a non-linear static analysis and a response spectrum analysis.

Key words:

Earthquake, non-linear static analysis, "Pushover", drift story

Displacement, modal Combination, inelastic Spectra, Ductility

I/Introduction:

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination. Les techniques d'analyse de ces structures consistent essentiellement à comparer un paramètre "d'exigence" à un paramètre de "capacité". L'effort tranchant à la base d'une structure est un paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des structures. L'ingénieur calcule la sollicitation (l'effort) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du bâtiment. Les séismes récents y compris le séisme de (Izmit, 1999 ; Boumerdes, 2003 ; Bam, 2003) où de nombreuses structures en béton armé ont été ou bien gravement endommagés ou détruites ont indiqué la nécessité d'évaluer le comportement sismique réel des bâtiments existants. En particulier, la réhabilitation sismique des structures en béton armé dans les zones à fortes sismicité est un sujet à intérêt accru, du fait que les structures vulnérables doivent être identifiées et un niveau de protection acceptable doit être déterminé.

Pour faire une évaluation, les méthodes linéaires élastiques classiques ne sont pas adéquates et les ingénieurs de structures ont recours à des techniques non linéaires complexes telles que l'analyse Pushover statique. Ceci l'analyse Pushover est un moyen relativement simple pour explorer la conception d'une structure. Elle consiste à pousser un modèle mathématique d'une structure en imposant un déplacement dans le but de prévoir la séquence de l'endommagement dans le domaine inélastique et pour détecter les liens faibles. (Fajfar, 1999 ; Chopra&Goel, 2002). C'est une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire [1] [2] [3]

II/Méthode d'analyse Pushover :

II.1/Définition de la méthode Pushover :

L'analyse en poussée progressive (« Pushover » en anglais) est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et sous des forces horizontales qui croissent de façon monotone et ce, suivant un certain modèle prédéfini, en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [1].

C'est une étude statique pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Cette version plastique de la méthode d'analyse par forces latérales décrite en permet d'évaluer les mécanismes plastiques formés et la distribution des dommages dans des structures complexes. La relation avec le problème dynamique est assurée par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure [5].

II.2/Méthodologie de l'analyse Pushover

Dans une analyse Pushover, un modèle inélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit. Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le séisme de calcul. Le nœud de contrôle où le déplacement cible est défini est pris au centre de masse du niveau terrasse. Plusieurs formes de chargement latéral peuvent être considérées, une charge uniforme, une charge modale ou n'importe quelle autre forme définie par l'analyse. Le modèle de la structure doit être développé à partir des lois moments-courbures des éléments.

Ces propriétés doivent être bien représentatives de leur comportement actuel aussi bien dans le domaine élastique avec une rigidité flexionnelle non fissurée que dans le domaine plastique jusqu'à la rupture. Si les caractéristiques moment-courbure d'un élément ne peuvent être déterminées avec précision alors des essais expérimentaux sont requis. Les résultats principaux d'une analyse Pushover sont en termes de courbes de capacité et de demande. Si la courbe de demande intersecte celle de capacité près du domaine élastique, alors la conception est sécurisante, autrement la conception n'est pas adéquate.

Sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Par conséquent, pour chaque événement, la rigidité de la structure sera modifiée comme indiqué sur la (figure01)

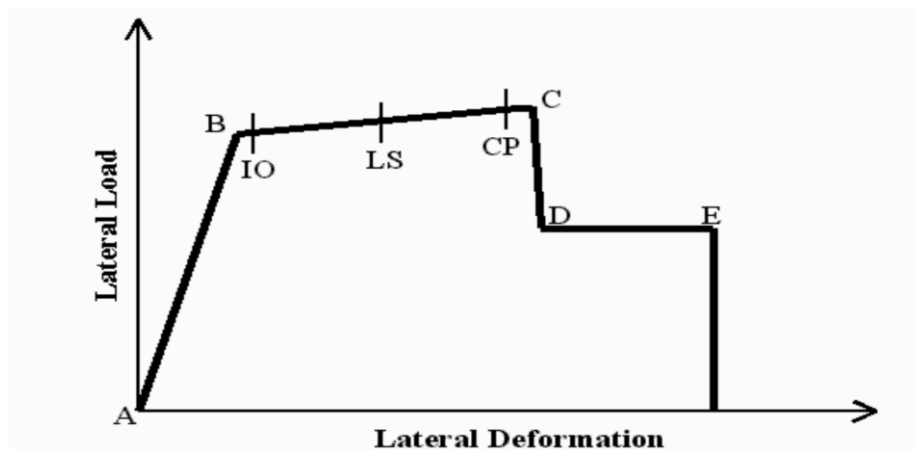


Figure 01 : loi force –déplacement non linéaire idéalisée les poutres et les poteaux du portique

Avec :

IO, **LS** et **CP** sont respectivement le début d'exploitation, l'état d'exploitation sécuritaire et l'état de dommage.

IO : (occupancy immédiate) les dommages sont relativement limités, la structure garde une grande partie de sa résistance.

LS : (sécurité de vie) la structure a subi des dommages importants et il peut y avoir une perte significative de sa raideur

CP : (prévention contre l'effondrement) la structure a subi des dommages extrêmes, si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

II.3/Origine de l'analyse Pushover :




L'analyse Pushover n'a pas une base théorique rigoureuse. L'analyse statique Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée de séisme. Des chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donné par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [6].

Elle est donc, basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci implique que la réponse est dominée par un seul mode et que la forme $\{\Phi\}$ de ce mode constant tout au long de l'analyse quel que soit le niveau de déformation. Clairement ces deux suppositions sont incorrectes mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale correcte à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode.

II.4/But de l'analyse Pushover :

Le but de l'analyse de Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitation dans les éléments de la structure.

L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [6], on cite :

-  L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
-  La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
-  Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.

- ☐ L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- ☐ L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- ☐ L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités dz la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement

III/ Le système linéaire équivalent :

La réponse aux séismes des systèmes non élastique peut être estimé par une méthode inélastique approximative dans les quelle le système non-linéaire est remplacé par un système linéaire d'un seul degré de liberté équivalent [5].

Plusieurs recherches récentes réalisées par plusieurs chercheurs, ont montré que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode [6].

IV/ Déplacement cible :

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent l' « offre de déformation », à la « demande de déformation » correspondant au déplacement cible.

On trouve le déplacement cible d_{et}^* ou d_t^* de la façon suivante :

- ☐ On effectue une analyse modale de la structure et on détermine les modes propres.
- ☐ On définit un oscillateur simple de masse m^* et de période T^* , équivalent à la structure multimodale
- ☐ On établit le déplacement cible de l'oscillateur simple sous séisme par la relation $d_{et}^* = SDe(T) = Se(T^*) (T^*/2\pi)^2$; ce déplacement est celui du centre de gravité de la structure, qu'on peut considérer comme point de contrôle du déplacement dans l'analyse en poussée progressive ; cette relation vaut pour des structures de période moyenne à longue

($T \geq T_C$ en notations Eurocode 8).

- ☐ pour la détermination du déplacement cible d_t^* des structures dans le domaine des périodes courtes, il convient d'utiliser différentes expressions de corrections de d_{et}^*

Le point de référence de l'évaluation du déplacement ou « déplacement de contrôle » peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut (toiture)

IV.1/ But de déplacement cible :

Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement, la notion de nœud de control est alors introduite qui est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de cette analyse. Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 273) [4] :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi} g$$

Avec :

T_e : la période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée.

La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de comportement (déplacement-effort tranchant)

$$T_e = T_i \sqrt{K_i/K_e}$$

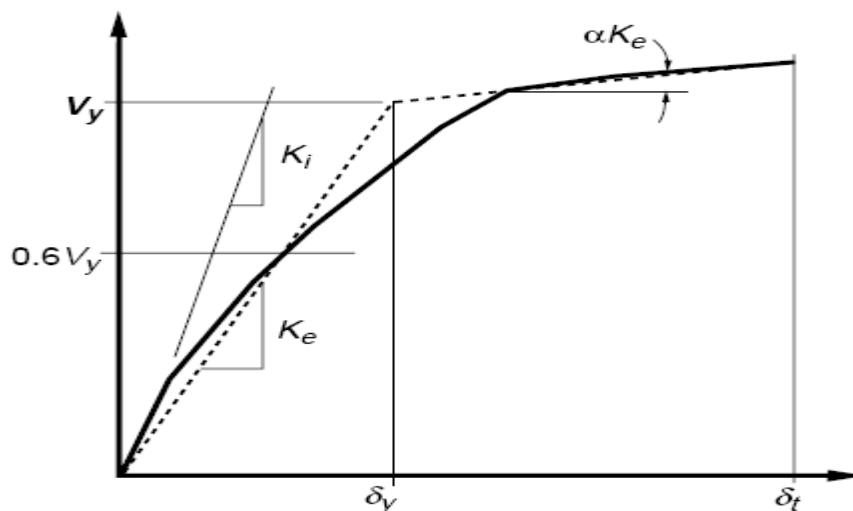


Figure 02 : Relation entre la rigidité effective et la résistance de plastification

IV.2/ Détermination de la rigidité effective :

K_e : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

C_0 : facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure. Il est calculé selon le tableau suivant :

Tableau 01 : valeur du facteur de modification C_0 [4]

Nombre d'étage	Facteur de modification Co
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10⁺	1.5
Une interpolation linéaire doit être utilisée les valeurs intermédiaires	

C1 : facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique.

$$C1 = 1 \text{ pour } T_e \geq T_0$$

$$C1 = x$$

$$= \frac{1 + (R - 1)T_0 / T_e}{R} \text{ pour } T_e < T_0$$

R : le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique

$$R = \frac{S_a}{V_y / W C_0}$$

Avec :

S_a : l'accélération spectrale

V_y : la limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire

W : poids totale de la structure

C2 : facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximale, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Tableau 02 : valeur de facteur de modification C2

Niveau de performance des structures	T = 0.1 sec		T ≥ T ₀	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Limite de service	1.3	1	1.1	1
Prévention de ruine	1.5	1	1.2	1
Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détérioré sous un séisme.				

C3 : facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement due à l'effet de P-Δ

$$C3 = 1 + \frac{a(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

a : Le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

V/Distribution des charges et de la force latérale :

V.1/ Distribution verticales des charges latérales :

L'utilisation de la méthode d'analyse en poussée progressive pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées, car cette distribution est constante au cours de l'analyse.

La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure : ainsi, partant d'une déformée de type « 1er mode » et de la distribution correspondante, la distribution des forces horizontales devient différente selon que la structure forme un mécanisme plastique global ou un mécanisme d'étage

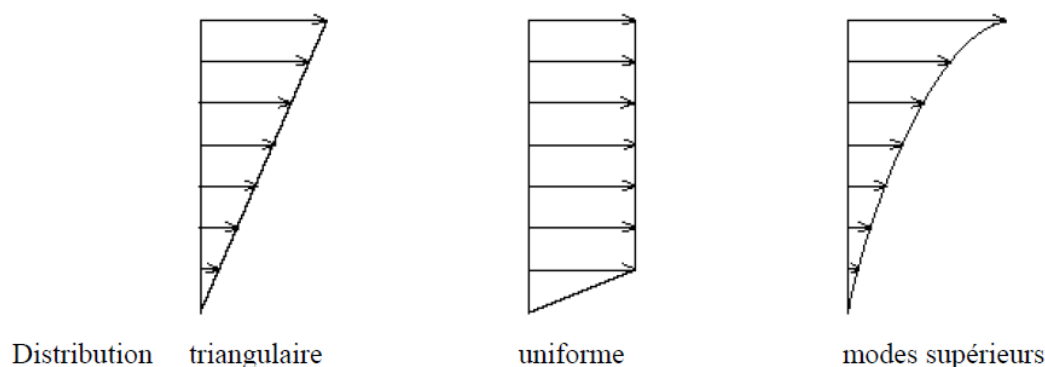


Figure 03 : distribution verticales des charges latérales

La parade à l'incertitude sur la forme de la distribution consiste à considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales. Ainsi, dans l'Eurocode 8, on demande :

- de considérer au minimum un schéma "uniforme", fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) et un schéma "modal", proportionnel aux forces

latérales correspondant à la distribution des forces latérales déterminée dans l'analyse élastique

 de conduire l'étude au delà du déplacement cible $SDe(T)$, de manière=150 % du déplacement cible.

Les charges latérales sont appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle et l'excentricité accidentelle doit être prise en compte. Le résultat de l'analyse est une courbe de « capacité » de la structure qui donne la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de contrôle.

V.2/ Distribution de la force latérale :

La distribution de la force latérale est un sujet qui diffère de par ses principes dans les codes de calculs (FEMA 273, ECo8), pour l'analyse statique non linéaire qui se base sur la relation demande-capacité, la distribution de la force dépend de l'inertie massique et du passage vers un système à un degré de liberté [2].

Dans le code FEMA 273, la force latérale est décrite comme suit :

V.2.1/ Force latérale équivalente (ELF)

$$C_{vx} = W_x h_x^k / \sum_{i=1}^n w_x h_x^k$$

Avec :

$$K = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \leq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T > 2.5 \end{cases}$$

Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T.

C_{vx} : La force latérale

W_i : fraction du poids total de la structure assignée au niveau i.

W_x : fraction du poids total de la structure assignée au niveau x.

h_i : Hauteur de la base jusqu'au niveau i.

h_x : Hauteur de la base jusqu'au niveau x.

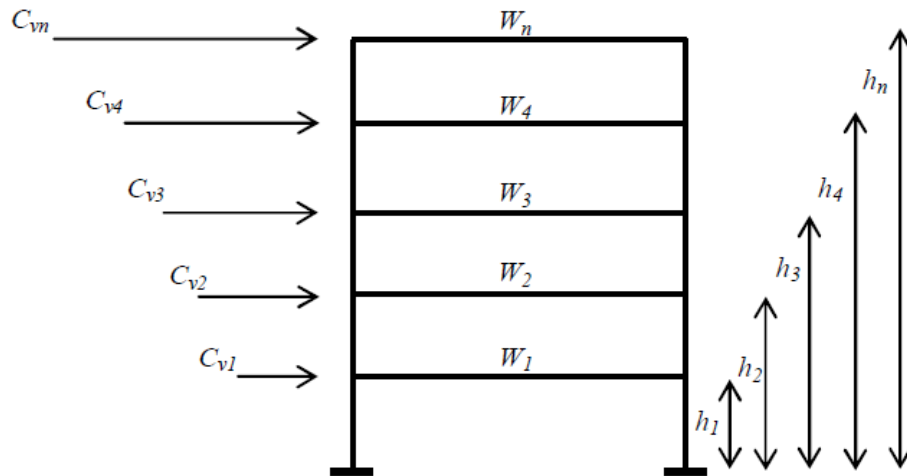


Figure 04 : Distribution verticale des charges latérale selon FEMA273

V.2.2/Distribution uniforme:

Dans cette forme de distribution, la force est égale à la masse du niveau considéré.

$$C_{vx} = m_{vx}$$

V.2.3/ Distribution par la superposition quadratique :

La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse spectrale, supposée être élastique et linéaire.

Une analyse non linéaire, qui est basé sur le code FEMA273 EST utilisée par le logiciel SAP 2000 [3], qui définit la notion du code de ruine et de la performance de la structure [7], selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

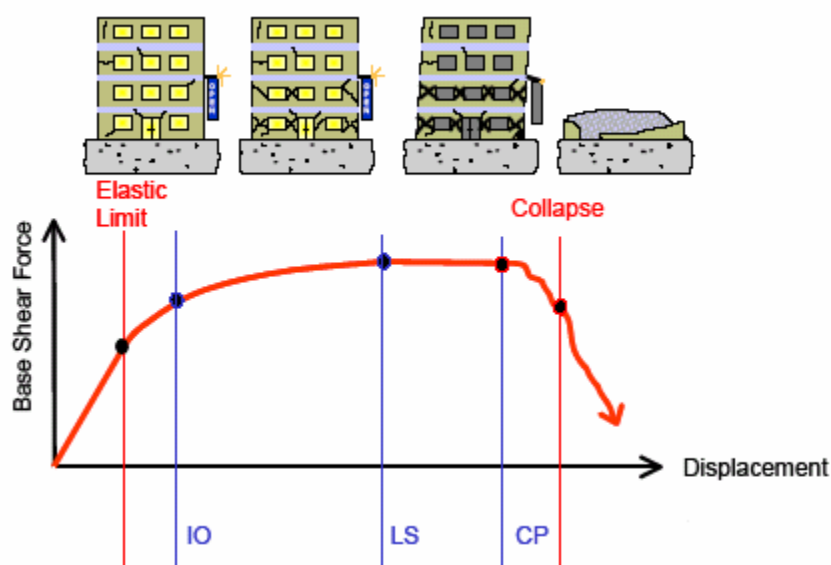


Figure 05 : courbe force- déplacement

Les deux premiers points : représentent la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées

Le troisième point : représente la capacité ultime de l'analyse Pushover

Les deux derniers points : représente la résistance résiduelle de l'analyse et la rupture (effondrement) totale des éléments.

VI/Formulation de l'analyse Pushover :

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un seul degré de liberté (DDL), basée sur des recherches intérieur (Saiidi & Sozen 1981), qui ont démontrés que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode [7].

VII/ Procédure d'analyse par la méthode Pushover :

L'analyse Pushover consiste une série d'analyse élastique, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base-déplacement au sommet.

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou très linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu' à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution, le processus continu jusqu'à une instabilité [5].

L'analyse par la méthode Pushover peut être réalisée par le contrôle de la force ou du déplacement en fonction de la nature de la charge réelle et du comportement prévu de la structure.

- ✚ La première option, contrôle de la force, est utile lorsque la charge est connue (comme le chargement gravitaire) et on s'attend à ce que la structure puisse résister à cette charge.
- ✚ La deuxième procédure, contrôle du déplacement, doit être utilisée quand l'importance de la charge appliquée n'est pas connue à l'avance, ou lorsque la structure peut être prévue pour perdre sa résistance ou devient instable.

Une analyse par la méthode de Pushover de contrôle de déplacement est essentiellement composée des étapes suivantes :

1. Crée de deux modèles ou trois dimensions du modèle qui représente le comportement structural global.
2. Des diagrammes bilinéaires ou tri-linéaires de charge- déformation de tous les éléments important qui influent sur la réponse latérale sont définis.
3. Charges par gravité (composée des charges permanentes et des charges d'exploitations) est appliquées d'abord au modèle structural.
4. Un modèle prédéfini de charge latérale qui est distribué le long de la hauteur du bâtiment est alors appliquée.
5. Les charges latérales sont augmentées jusqu'à une performance des éléments de sous effets combinés de la gravité et les charges latérales.
6. L'effort de cisaillement à la base et le déplacement de terrasse sont enregistrés dans un premier temps à partir de l'écoulement.
7. Le modèle structural est modifié pour tenir compte la rigidité réduite des éléments.
8. Des charges de gravité sont supprimées et un nouvel incrément de la charge latérale est appliqué au modèle structural modifié telle que la nouvelle performance des éléments. On note qu'une analyse sépare avec zéro (condition initiale) est effectuée sur le modèle de structure modifiée sous chaque incrémentation de chargement latérale. Ainsi, les forces additionnant les forces de l'analyse actuelle à la somme de ceux des incréments précédents. En d'autres termes, les résultats de chaque analyse des charges latérales sont obtenus en additionnant les forces de l'analyse actuelle à la somme de ceux des incréments précédents. En d'autre terme, les résultats de chaque analyse des charges latérales incrémentielles sont superposés.
9. De même, l'incrément de la charge latérale et l'incrément de déplacement de la terrasse sont ajoutés à toutes les valeurs précédentes correspondantes pour obtenir les valeurs cumulées du cisaillement à la base et le déplacement de terrasse.
10. Les étapes 7, 8, 9, sont répétées jusqu'à ce que le déplacement de la terrasse atteigne un certain niveau de déformation ou la structure devient instable.
11. Le déplacement de la terrasse est tracé avec le cisaillement à la base pour la courbe globale de capacité (Pushover) de la structure.

VIII/ Résultats de l'analyse Pushover :

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

Effort tranchant

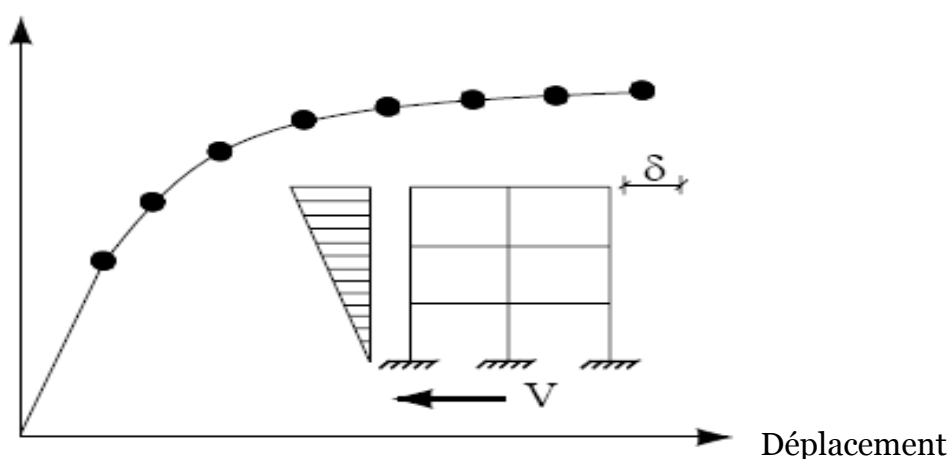


Figure 06: Signification physique de la courbe Pushover

IX/ Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en générale formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en générale les spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- ✚ Réaction à la base / masse \Rightarrow accélération
- ✚ Déplacement / facteur de participation modale \Rightarrow déplacement.

X/calcul Pushover sous Etabs :

Certains programmes informatiques, permettent de modéliser le comportement non linéaire et effectuer des analyses par la méthode de

Pushover directement pour obtenir la courbe de capacité pour les modèles **2D** ou **3D**.

Etabs est un logiciel de calcul des structures permettant d'effectuer l'analyse et la conception parasismique des bâtiments. Il permet d'effectuer divers types d'analyse qui va de la simple étude 2D très complexe, il permet aussi de satisfaire de nombreux besoins qui sont ressentis dans le domaine de l'analyse des structures, principalement des bâtiments, et en particulier l'analyse Pushover très utilisée dans le domaine de génie parasismique.

La modélisation du comportement du béton en vue du calcul Pushover avec Etabs ne demande que la valeur de la résistance caractéristique à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Le caractère mécanique de l'acier servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie f_e : le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à $E_s = 200000\text{MPa}$.

Les simulations Pushover sont effectuées sur un **cas réel**.

Les figures ci –dessous donnent la distribution des rotules plastiques à la rupture, et la courbe de fragilité d'une structure quelconque. [8]

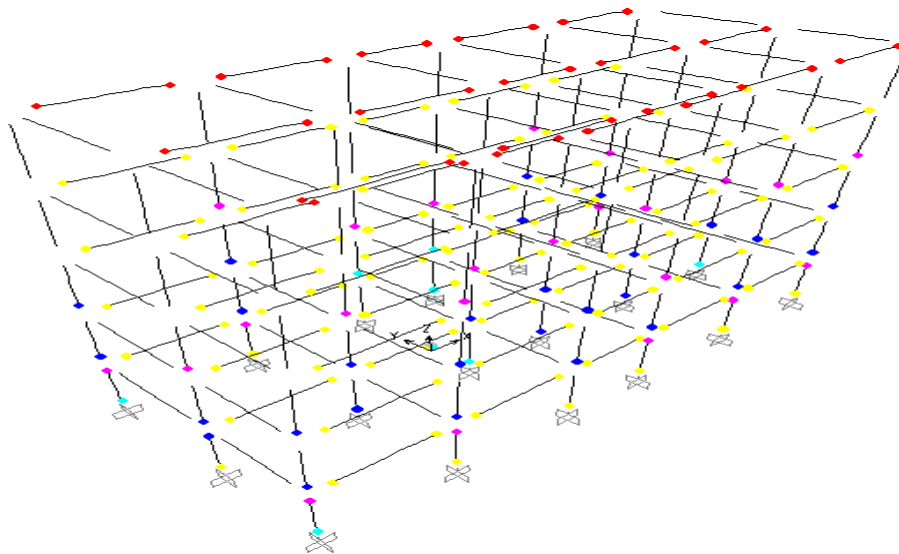
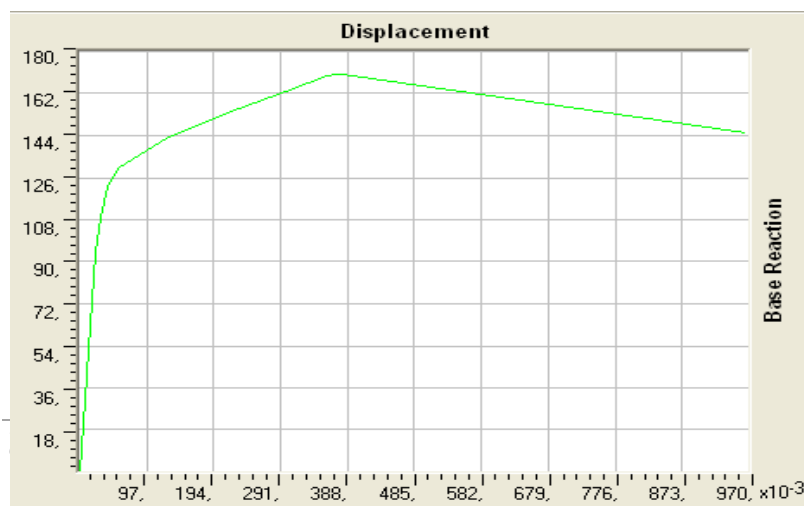


Figure 07 : Distribution des rotules plastiques à la rupture



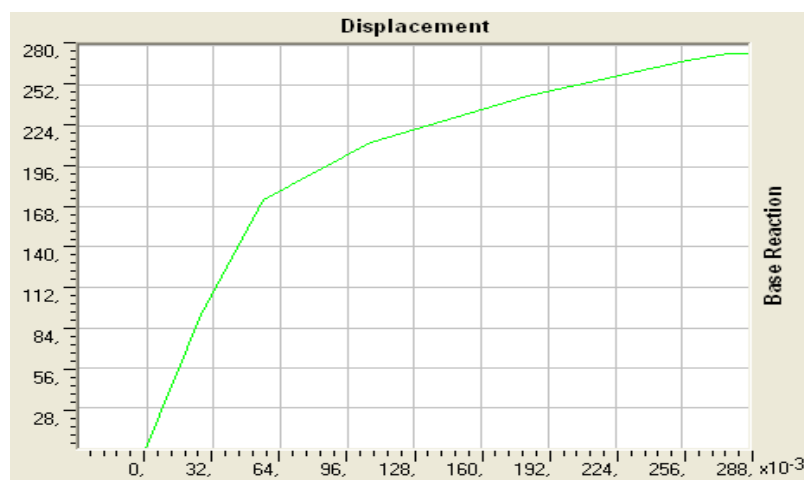


Figure 08 : courbe de fragilité donnant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement cible (déplacement du toit du (bâtiment))

L'analyse Pushover est conduite sous Etabs non linéaire (v9.7). Des rotules définies par défaut de type effort tranchant V2 ont été placées sur les poteaux. Les rotules des poutres sont toutes de type moment de flexion M3

XI/ conclusion :

Une nouvelle méthode de la réponse sismique par un calcul statique non linéaire (Pushover), qui est assez récente développée au préalable pour l'expertise des structures existantes et dans le dimensionnement des structures (FEMA, ATC 40, ECo8), par son avantage de simplicité de mise en œuvre et qui fait intervenir l'option d'optimisation structurelle qui est basée sur les demandes, capacités et les rotules plastiques.

L'analyse statique non linéaire « Pushover » exécutée sur les structures tridimensionnelles auto stables, nous à fait ressortir les conclusions suivantes :

- ✓ L'analyse Pushover est une analyse statique non linéaire itérative, basée sur un système de résolution linéaire des équations.
- ✓ La prise en compte des phénomènes non linéaires qui sont localisés aux extrémités des éléments (rotules plastique), en se basant sur le modèle de Grierson 1967 [6].
- ✓ La prise en compte de l'interaction effort tranchant-moment de flexion dans la définition des rotules plastiques.
- ✓ L'analyse Pushover, permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques.
- ✓ Le choix de la méthode de détermination de la force latérale [2], est influencé par la participation modale des modes supérieurs, qui est l'hypothèse de base de cette analyse.
- ✓ A partir de cette analyse, on confirme les conditions du RPA2003 dans la prise en compte des voiles dans les structures.

Bibliographie et Références

- [1]: ATC, "ATC40, seismic evaluation and retrofit of concrete buildings"
PDF/Evaluation de la performance et analyse du
Comportement non linéaire des murs voiles
En B.A soumis à une action sismique
- [2]: Goel, R. K., and Chopra, A. K. (2002). "Evaluation of MPA procedure using SAC buildings," Journal of Structural Engineering, ASCE, submitted for publication.
- [3]: Fajfar P., A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, August 2000.
- [4]: FEMA273 Federal Emergency Management Agency "NEHRP recommended provisions for seismic Regulation for New Buildings and Other Structures "chapitre3, Washington D.C.
- [5]: K.Hamou, K.Ramdane « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode Pushover » . 7ème
Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
PDE/ANALYSE PUSHOVER D'UNE STRUCTURE AUTO STABLE
(R+8) PUSHOVER ANALYSIS OF MULTISTORY
STRUCTURES
Ourabah A., Hamouche S., Seghir A. ET Tahakourt A.
- [6]: M.Giberson « the response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation »,
Thèse de PHD, Institut technologique de Californie, Pasadena, Californie
1967.
- [7]: M.Menjivar « 3D pushover of irregular reinforced concrete buildings ».Thèse de masters, university de Pavia, September 2003.
- [8]: S. Oguz « Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures ».
These de masters. Middle East technical university. 2005
ETABS: programme de modélisation des structures en béton armé (version 9.7)