



*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou*  
*Faculté de Génie de Construction*  
*Département Génie civil*

## **PROJET DE FIN**

### **D'ETUDE**

*En Vue de l' Obtention du Diplôme*  
*master en génie civil*  
*option : construction civil et industrielle*

## **Theme**

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation*  
*contreventé par voiles/portique*  
*avec l'application du logiciel ETABS*

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup>: GHERBI**

**Etudié par :**

**M<sup>r</sup>: BOUKHERROUB NOUREDDINE**  
**M<sup>r</sup>: CHEFRI ANIS**

Promotion 2017/2018

# Remerciement

Nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr GHERBI**, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ses encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.

Il est agréable d'avoir exprimé nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et au personnel de la bibliothèque du département de **GENIE CIVIL** ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger notre travail.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



# Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage .....	001
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments .....	014
Chapitre III : Calcul des éléments	
III-1 Plancher.....	025
III-2 Acrotère.....	044
III-3 Escaliers.....	049
III-4 Poutre palière .....	063
III-5 Dalle pleine .....	073
Chapitre IV : Modélisation de la structure.....	089
Chapitre V : Vérification vis-à-vis RPA .....	100
Chapitre VI : Ferrailage des Poutres.....	116
Chapitre VII : Ferrailage des Poteaux .....	131
Chapitre VIII: Ferrailage des voiles.....	147
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	157

Conclusion

Bibliographie

# Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment et son usage.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

L'Algérie est proche de la limite entre les plaques africaine et eurasiatique.

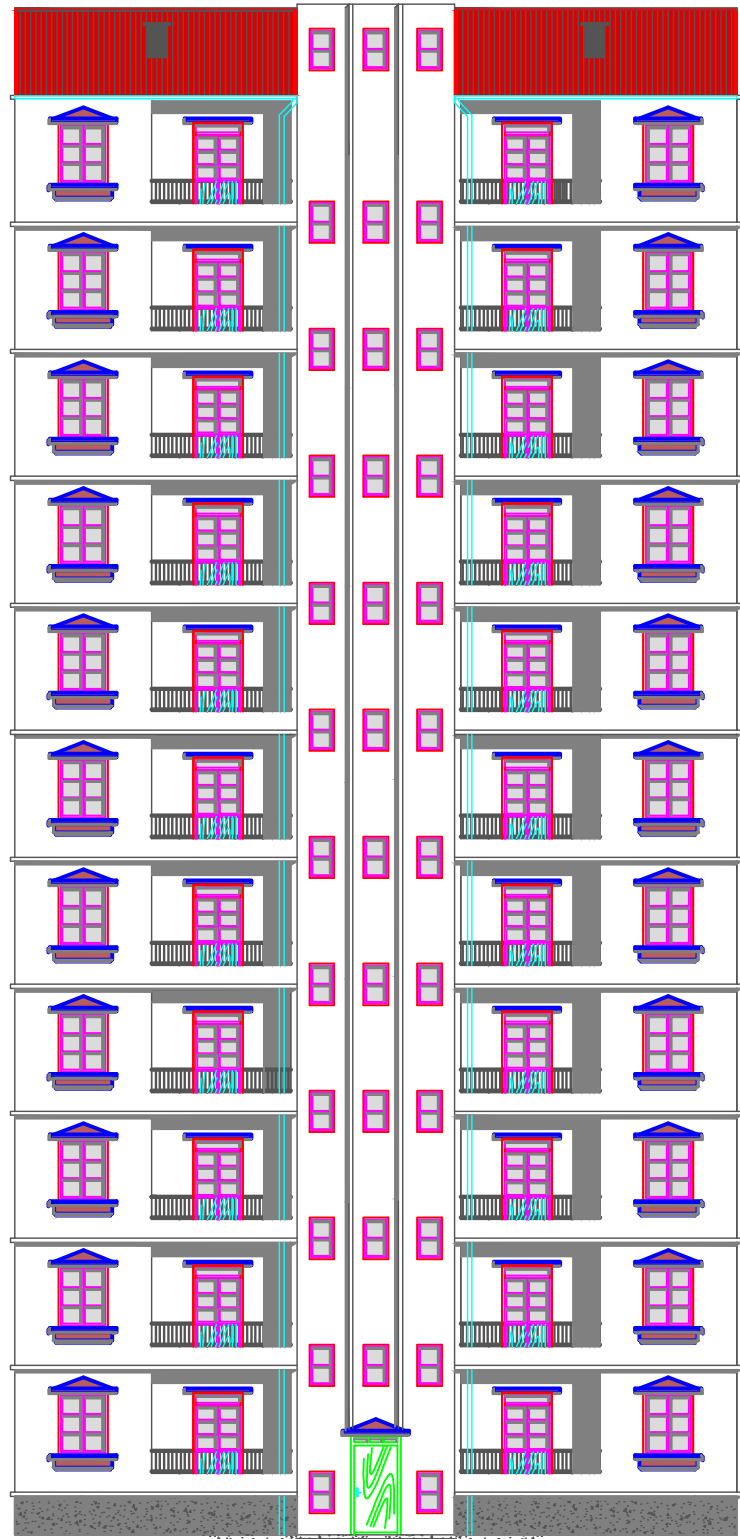
Lorsque les plaques rentrent en cohésion une rupture de rochet se produit au niveau de la zone de choc se qui libère de l'énergie, des ondes sismiques sont alors produites dans tous les sens autour de point de choc qui s'appelle le foyer ou hypocentre ces ondes provoquent des vibrations des bâtiments .

On peut mesurer la force d'un séisme par la quantité de l'énergie libérée qui s'appelle la magnitude de séisme et se mesure sur l'échelle de Richter.

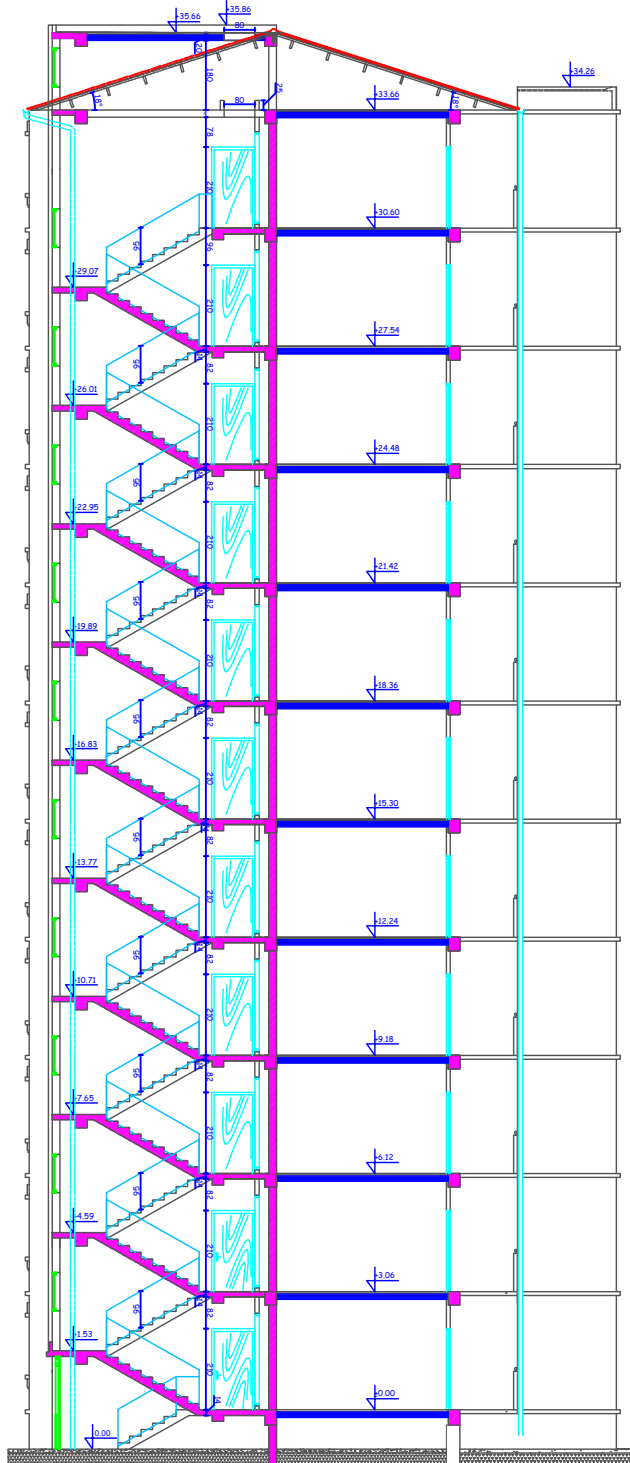
Le règlement parasismique algérien prévoit une carte de zonage sismique de payé qui découpe le payé en région de différent vulnérabilité sismiques .On évalue la vulnérabilité sismique d'une région en fonction de sa position par rapport à une faille active ou une limite d'une plaque tectonique, Le comportement de ces régions vis-à-vis du séisme est étudié pour évaluer la probabilité que un séisme d'une certaine magnitude survienne dans cette région. C'est à partir de cette étude que les spécialistes restent des cartes pour évaluer les risques sismiques par région.

LE RPA 1999 version 2003 partage le payé en quatre zones de sismicité différentes qui sont échelonnées de plus faible au plus important.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+10 , en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

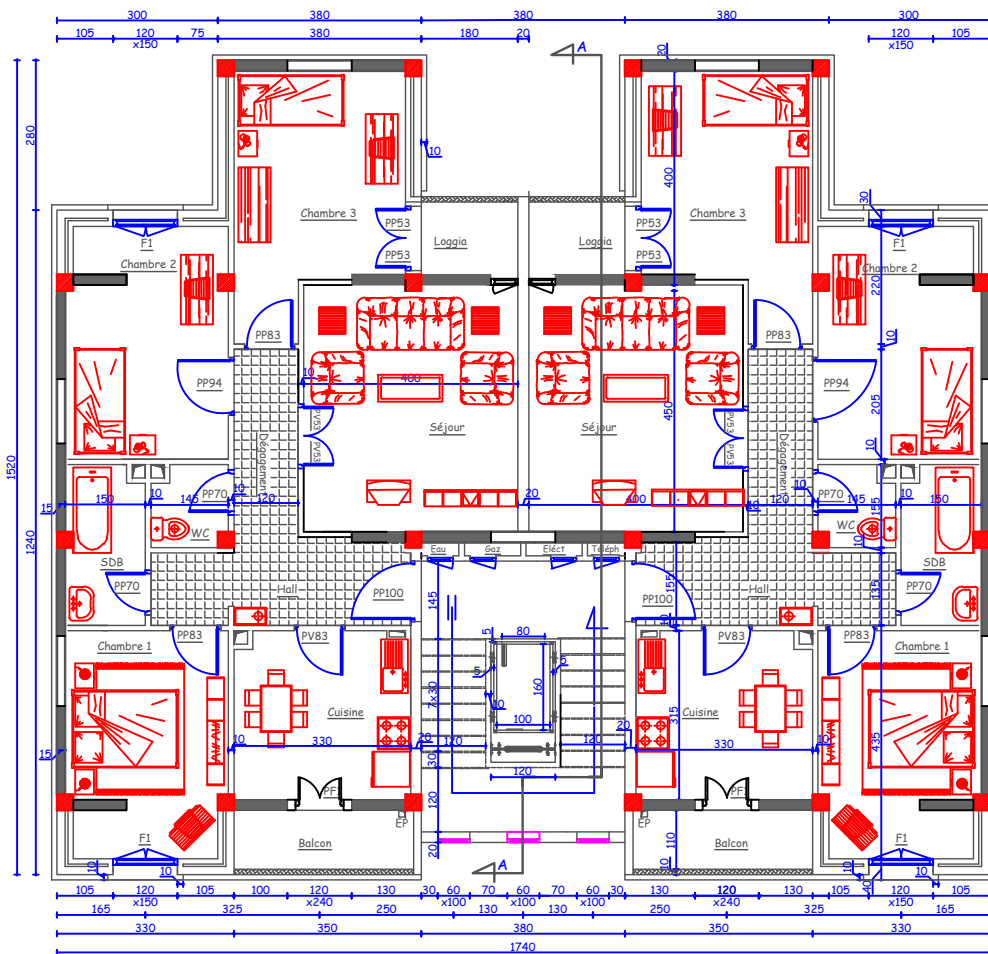


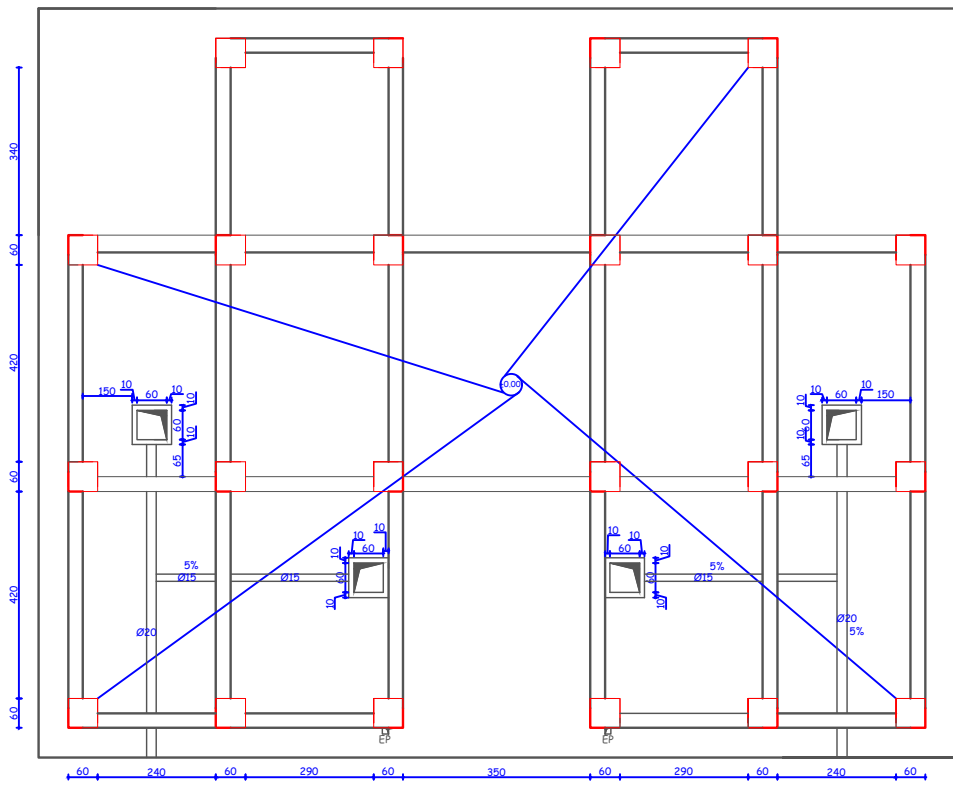
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<b>PROFESSEUR:</b> M. BOUMHEROUB	<b>TITRE:</b> plan de la façade
<b>ENCADRE:</b> M. CHEZZI	
PROMOTION 2017-2018	PLANCHE N° 12
	ECHELLE 1:50

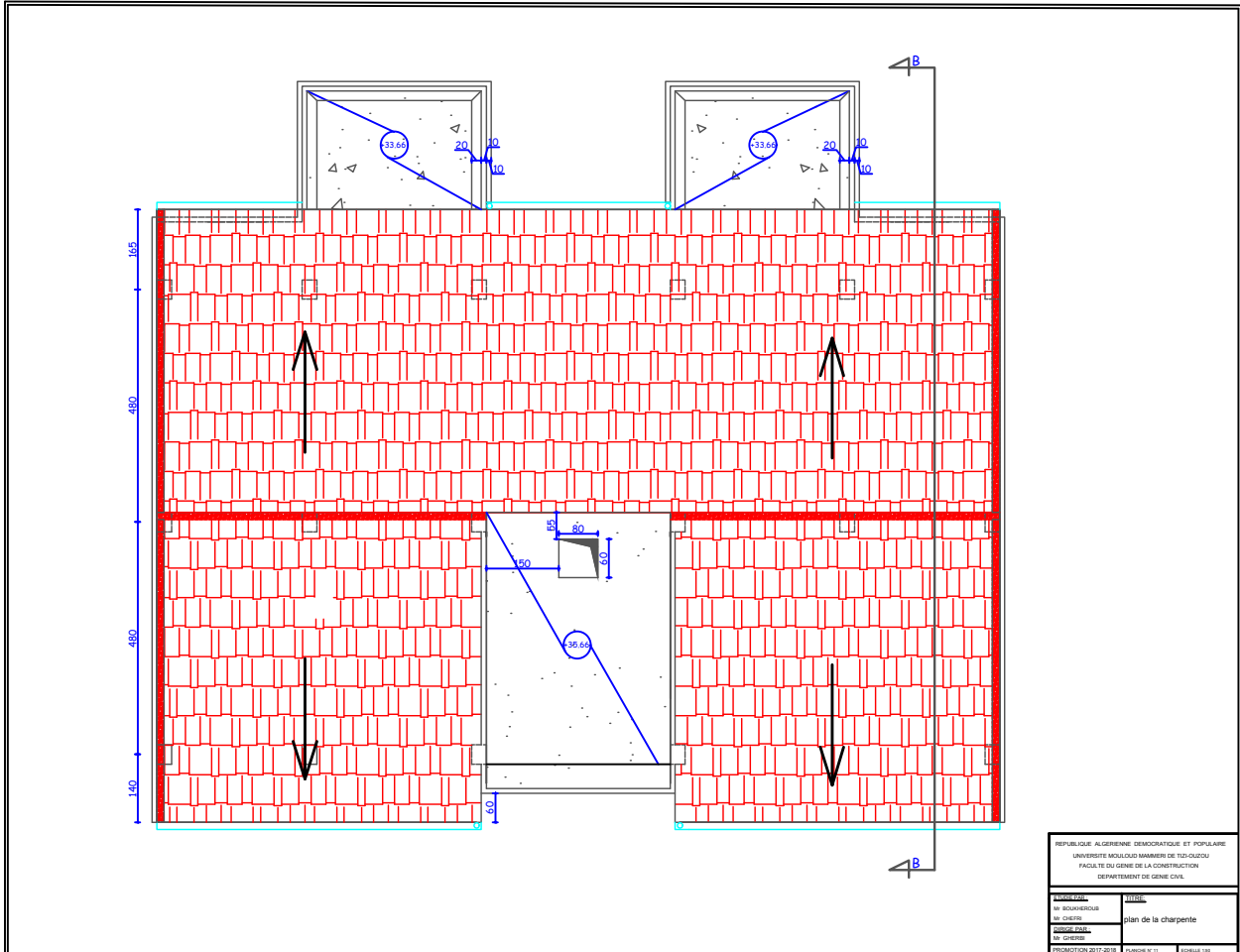


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR	TITRE
M. BOUKHERBOUB	plan de coupe A-A
M. CHEZZI	
M. ISHAK FAYAL	
M. ISHAK	Annexe N° 11
PROMOTION 2017-2018	Échelle 1/20







REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIDJAZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<b>FAMILIARITE</b>	<b>PROF</b>
M. SOUVEREIGNES	
M. CHEFFI	plan de la charpente
M. EL KHALIL	
M. CHEFFI	
PROMOTION 2017-2018	PLANCHER N° 11
	ENCADRÉ 102

## I.1. Introduction

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+10). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles), et présente une charpente en bois qui lui sert de toiture.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

## I.2. La zone d'implantation

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'étude « BEAT » dans un cadre pédagogique.

Il sera implanté dans la ville de Béjaïa qui est considérée d'après le règlement parasismique Algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire (zone IIa).

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 2,50$  bars).

## I.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment .....36,96 m.
- Longueur totale du bâtiment..... 17,40 m.
- Largeur totale du bâtiment .....15,20 m.
- Hauteur de niveau et RDC ..... 3,06 m.

## I.4. Le système structural

La structure du bâtiment est choisie en tenant de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

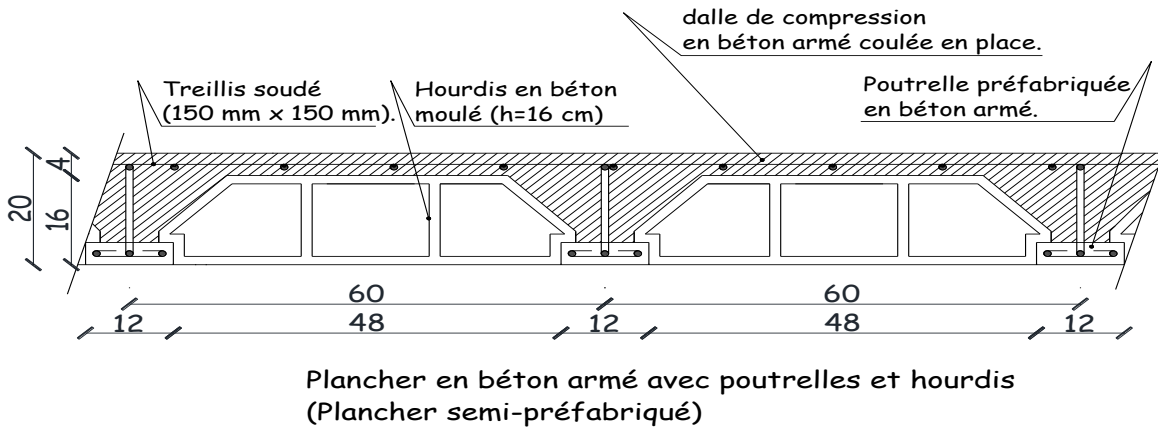
En conséquence, notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux-poutres) contreventée par des voiles en béton armé.

## I.5. Les éléments de l'ouvrage

### I.5.1. Les planchers

Les planchers constituent les éléments porteurs horizontaux et séparatifs dans une construction. Il existe de nombreux modes de construction et matériaux pour les réaliser, le choix du type de plancher à retenir est tributaire de plusieurs critères tels que l'usage, la portée et le confort acoustique et thermique.

Par conséquent, les planchers de notre bâtiment seront réalisés avec des poutrelles préfabriquées (béton armé) et des entrevous (ou hourdis) supportant une dalle de compression de faible épaisseur (4 cm).



### I.5.2. Les dalles pleines

Suite à des contraintes d'ordre architectural pour les balcons et de résistance pour la salle des machines de l'ascenseur, nous avons opté pour des dalles pleines en béton armé.

### I.5.3. Les escaliers

Parties communes dans l'habitat collectif. Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.

En outre, les escaliers jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur (IGH) tel que le notre.

Il existe plusieurs types d'escaliers en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires... etc. Le choix du type d'escalier à retenir dépend d'un certain nombre de contraintes comme par exemple, l'architecture et la hauteur à franchir.

Par conséquent, notre bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

La conception de notre escalier est subordonnée à certaines règles qui sont les suivantes :

- Une hauteur de marche, « h » constante est telle que :  $0,15\text{ m} \leq h \leq 0,18\text{ m}$ .

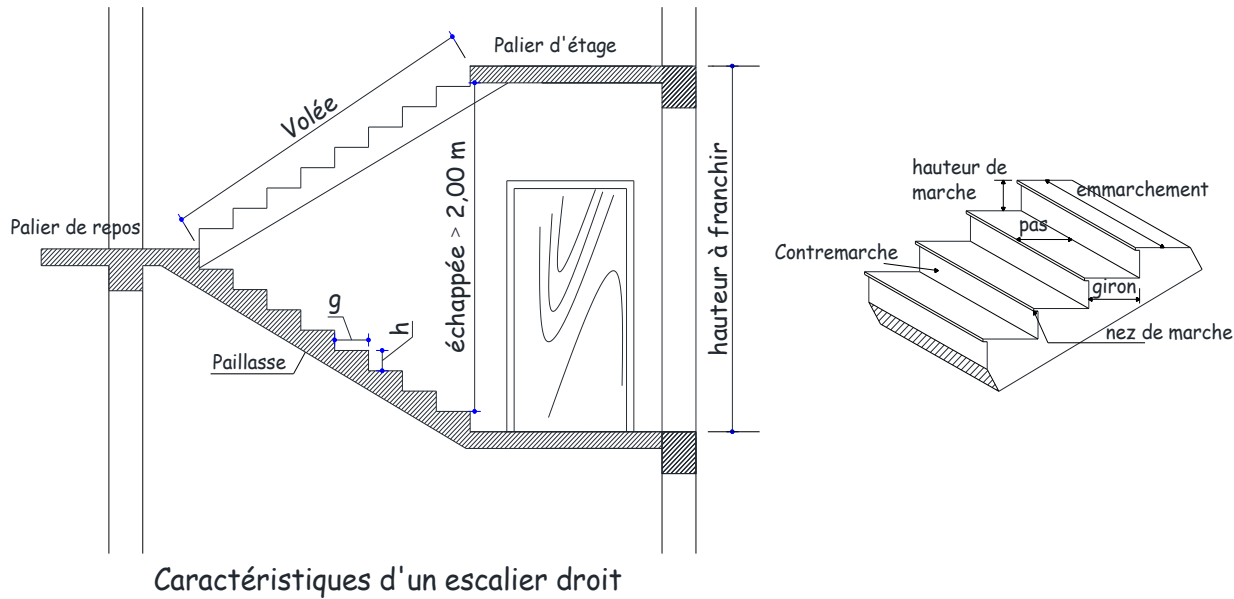
- Une profondeur de marche utile (le giron, g) qui permet de poser confortablement le pied, et par conséquent, telle que :  $0,26\text{ m} \leq g \leq 0,32\text{ m}$ .

Un escalier est facile à monter, d'un pas naturel, si l'on tient compte de la foulée moyenne des utilisateurs, soit environ  $0,64\text{ m}$ . Avec la foulée qui s'exprime par la formule dite de Blondel  $g + 2.h \approx 0,64\text{ m}$ .

De plus, notre escalier sera prémuni contre la chute de l'utilisateur à l'aide d'un garde corps. Celui-ci comporte :

Une main courante placée à  $1,05\text{ m}$  du nez des marches.

Un mur en maçonnerie de (10 cm), sur une hauteur de  $0,95\text{ m}$ .



#### I.5.4. La maçonnerie

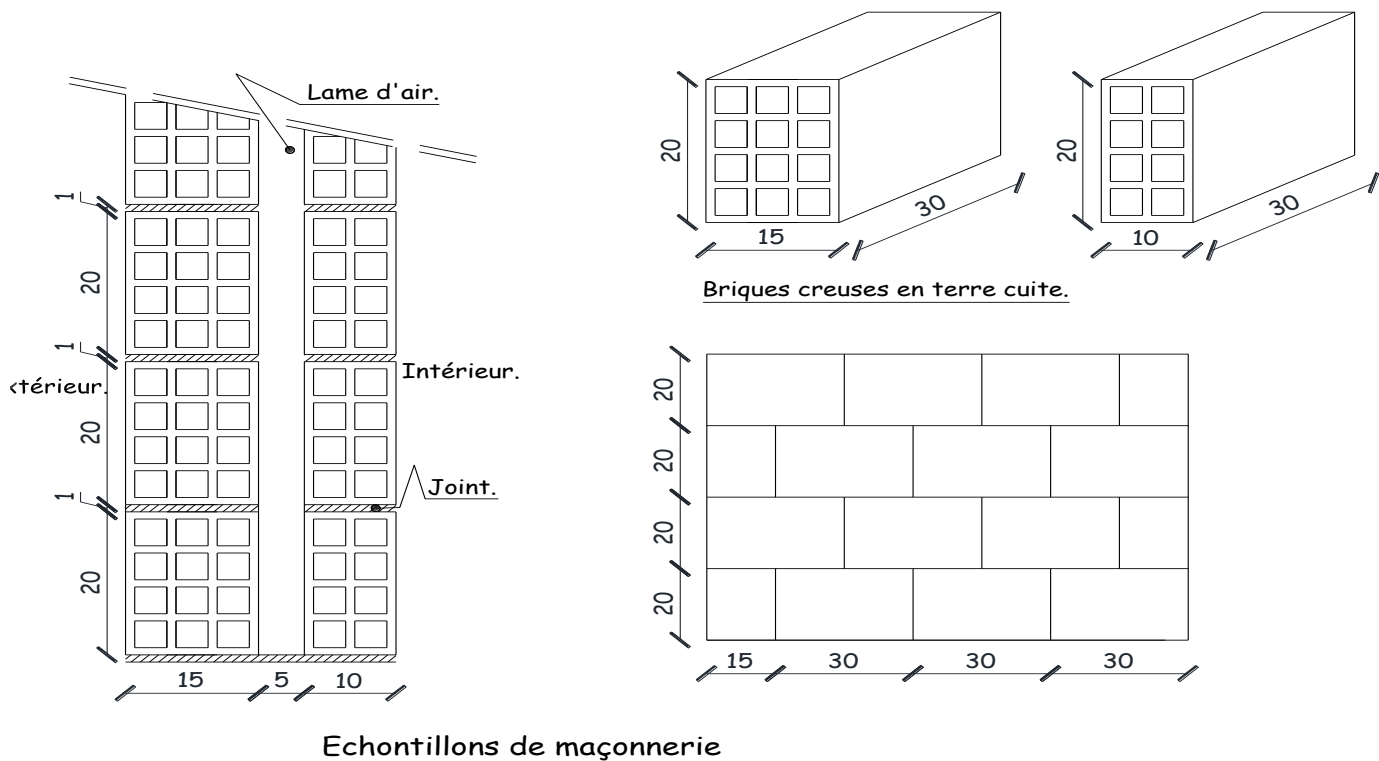
On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur.

Pour la réalisation des maçonneries que comporte notre bâtiment (Cloisons de 10, 15cm) on aura besoin de deux types de briques creuse (la 8 trous et la 12 trous).

Avant leur emploi, les briques doivent être humidifiées afin qu'elles n'aient pas tendance à absorber l'eau du mortier et à le dessécher. Il ne faut pas non plus les gorger d'eau ce qui, par la suite, donnerait lieu à des efflorescences et à un lavage du mortier de base.

Le choix du mortier à utiliser est intimement lié à la catégorie du liant, à son dosage et à la granulométrie des agrégats.

Il existe différents types de liants pour la confection d'un mortier adéquat, tel que, la chaux hydraulique naturelle (XHN 30, 60, 100) et le ciment (CPJ 35 ou 45). Avec ces catégories de liant, on peut réaliser plusieurs classes de mortier en fonction du dosage. Alors dans notre cas, on a opté pour un mortier moyen qui est dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  de ciment [CPJ-CEM II/A 42,5]. Le sable doit être propre et exempt d'argile et de matières organiques. Sa granulométrie varie selon l'épaisseur choisie pour les joints. Pour des joints dont l'épaisseur varie de 5mm à 15mm, la granulométrie du sable va de 0,08 à 0,31mm.



### I.5.5. Les enduits

On désigne par enduit un produit plus ou moins pâteux destiné à recouvrir tout ou partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou plusieurs des actions suivantes :

- Imperméabilisation.
- Etanchéité.
- Finition.

La composition d'un enduit dépend de la nature des parois à traiter (Paroi extérieure, Paroi intérieure sèche, Paroi intérieure humide) et des fonctions qui lui sont assignées.

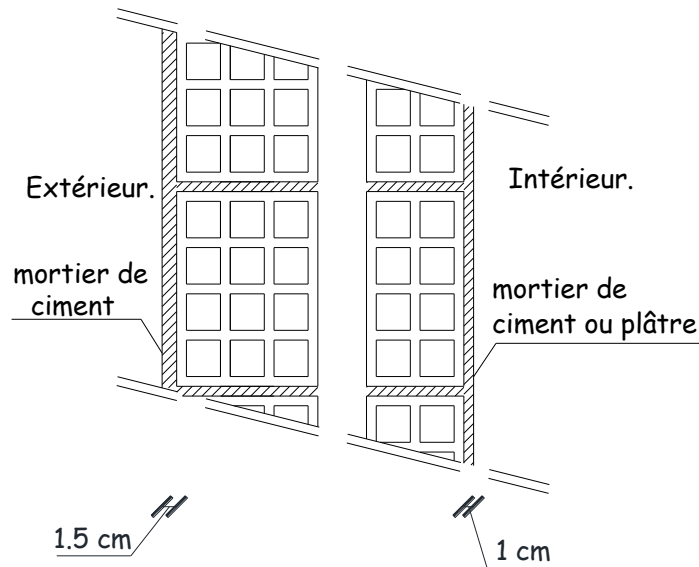
Les enduits des surfaces extérieures de notre bâtiment, seront réalisés au mortier de ciment dont l'épaisseur est de 1,5cm.

Les enduits intérieurs sur murs, cloisons, plafonds sont principalement :

- Au mortier de ciment dont l'épaisseur est de 1cm (partie commune risquant de subir des chocs ou des griffures, tel que les couloirs et la cage d'escalier).
- Au mortier de ciment dont l'épaisseur est de 1cm (endroits humides, tel que la salle de bain, la cuisine, les toilettes).
- Au mortier de plâtre dont l'épaisseur est de 1 cm pour les chambres, le salon.

La maçonnerie supportant l'enduit doit être soigneusement préparée. Il faut d'abord nettoyer les poussières ou les matières non adhérentes, par exemple à la brosse métallique.

Pour les murs en briques, les joints doivent être dégradés en profondeur de 1 à 3cm pour favoriser l'accrochage. Pour les murs en béton, le support doit être rendu rugueux par un moyen approprié (Piquetage, par exemple). Ensuite, il faut humidifier le support, suffisamment pour que celui-ci n'absorbe par une partie de l'eau du mortier, mais sans excès afin d'éviter qu'un film d'eau superficiel n'empêche l'adhérence.



Les enduits extérieurs et intérieurs

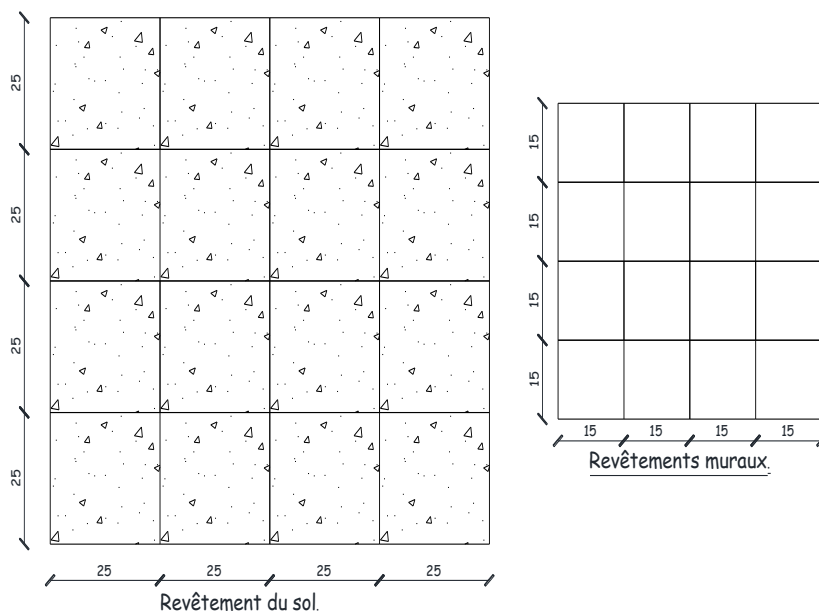
### I.5.6. Les revêtements muraux et de sols

Les revêtements muraux (verticaux, éventuellement horizontaux pour les potagers de cuisine) seront réalisés en carreaux de faïence qui sont constitués de deux parties intimement liées par la cuisson (le corps dit biscuit).

Les dimensions des carreaux sont (150 x 150mm avec 6mm d'épaisseur). La mise en place des carreaux se fera avec du mortier de ciment cité ci-dessus.

Le revêtement de sol le plus utilisé, plus particulièrement dans l'habitat collectif est le carrelage en **granito** : béton constitué d'un liant (ciment blanc ou résine époxy) et de grains de quartz et granite, dont le parement est poli. Les dimensions des carreaux sont 25 x 25cm et 1,5cm d'épaisseur.

La pose traditionnelle du carrelage sera réalisée sur une forme de sable de 15 à 30 mm d'épaisseur, soigneusement nivelée et fortement damée et un mortier de 20 mm d'épaisseur au sable de rivière et ciment CPJ 35 dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>.



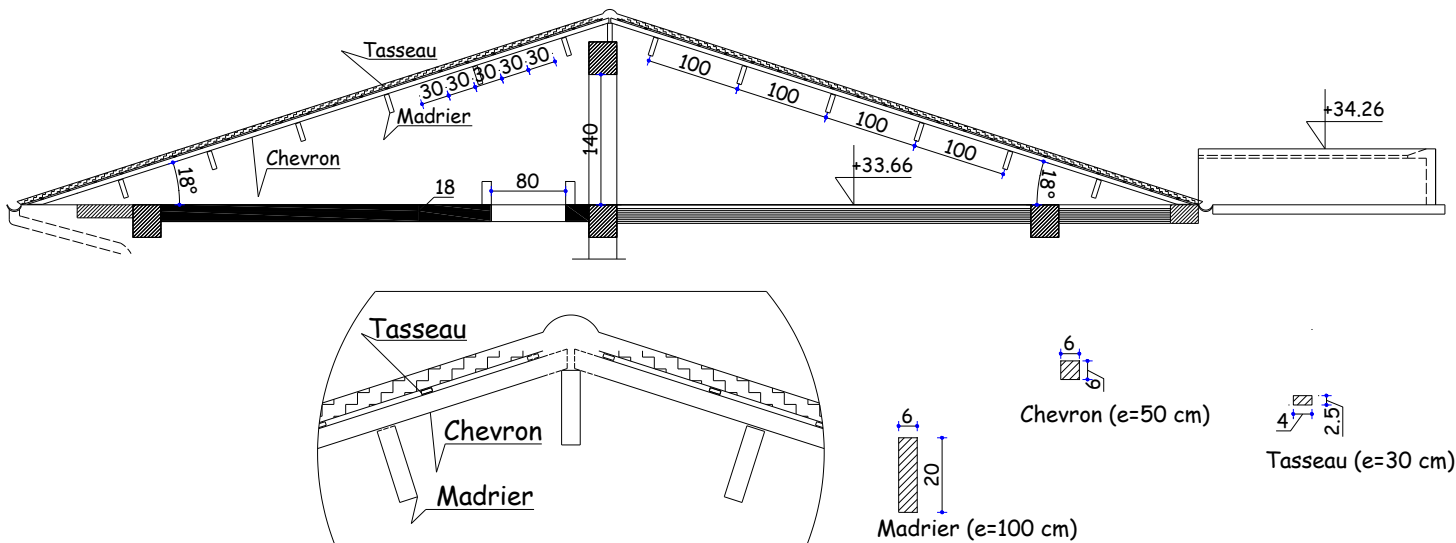
### I.5.7. Les voiles

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

### I.5.8. La charpente

La charpente est un ensemble d'éléments contribuant à la stabilité d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage, en particulier la toiture.

La toiture de notre bâtiment repose sur une charpente très simple qui à son tour repose sur des maçonneries sous la forme suivante :



Détail de la charpente

### I.6. La réglementation utilisée

L'étude de la présentation de l'ouvrage sera menée suivant les règles :

- **BAEL 91 et 99** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 modifié 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22** (Charges et surcharges d'exploitation).

### I.7. Les caractéristiques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

#### I.7.1. Le béton :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, 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.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré, on peut admettre en première approximation que pour  $j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

La valeur de  $f_{cj}$  est conventionnellement prise égale à  $f_{c28}$  pour  $j > 28$  lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections, cependant, pour l'évaluation des déformations, il convient de tenir compte des valeurs probables des caractéristiques du béton au-delà de 28 jours : on peut alors admettre que, pour les grandes valeurs de  $j$ , on a sensiblement  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$ , à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance  $f_{c28}$  ne dépasse pas 40 MPa, sinon, on peut évaluer  $f_{cj}$  par la première des formules ci-dessus pour  $28 \leq j \leq 60$  et prendre  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$  pour  $j \geq 60$ .

Dans tous les cas, la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm (section 200.96 cm<sup>2</sup>), pour un granulat de grosseur au plus égale à 40 mm.

A partir de «  $n$  » résultats d'essais en compression axiale, on utilise une analyse statistique comme suit :

- Le nombre de résultats de mesures.

- La valeur moyenne  $\bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$ .

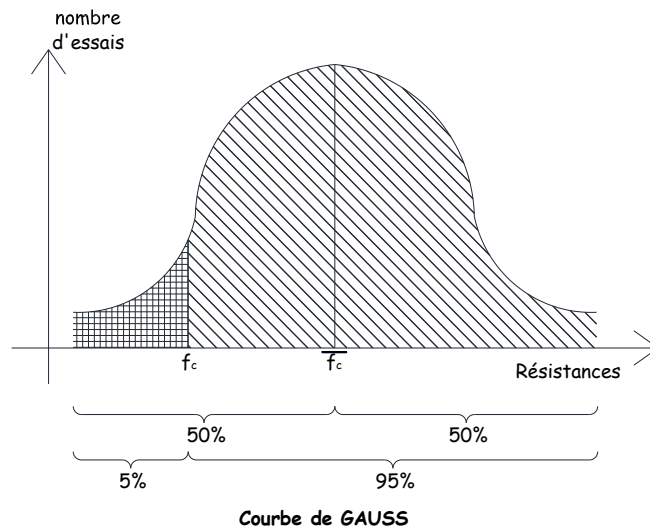
- L'écart type qui caractérise la dispersion des résultats :  $s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - \bar{f}_c)^2}{n-1}}$ .

- Le coefficient de variation qui nous renseigne sur l'étendue des valeurs:  $V = \frac{s}{\bar{f}_c}$

- La résistance caractéristique  $f_{c28} = \bar{f}_c - k.s$

- Les valeurs de  $k$  :

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0



Lorsqu'on choisit  $\bar{f}_c$  pour le calcul de notre bâtiment, on a 50% de risque de ne pas confectionner un béton de cette résistance, en revanche, si on prend  $f_c$  on a seulement 5% de risque.

L'ordre de risque dépend de l'importance de l'ouvrage, et c'est ainsi que la valeur de calcul se détermine qui est pour notre **bâtiment 25 MPa**.

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours, notée  $f_{ij}$ , est conventionnellement définie par la relation :  $f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$

Le béton que nous allons mettre en œuvre pour la réalisation des différents ouvrages de notre bâtiment, sera confectionné suivant la méthode de FAURY, qui nous donne la composition pour 1 m<sup>3</sup> de béton :

- Ciment [CPJ-CEM II/A 42, 5] = 350 kg.
- L'eau de gâchage = 206 litres.
- Sable (0/3) = 0,407 m<sup>3</sup>.
- Gravier (3/8) = 0,180 m<sup>3</sup>
- Gravier (8/15) = 0,325 m<sup>3</sup>.
- Gravier (15/25) = 0,250 m

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 déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  vaut :  $E_{ij} = 11000.f_{cj}^{1/3}$ . Cette formule n'est pas valable pour les vérifications à l'état-limite ultime de stabilité de forme.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; le module de déformation longitudinale différée du béton  $E_{vj}$  qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3}.E_{ij} .$$

Le module de déformation transversale est :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ .

Le coefficient de Poisson  $\nu$  du béton est pris égal à « 0,2 » pour le calcul des déformations(ELS), et « 0 » pour le calcul des sollicitations(ELU).

En compression pure à l'état limite ultime, le diagramme contraintes-déformations du béton est constitué par la partie parabolique du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} :$$

$$\sigma_{bc} = 0,25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}) .$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} :$$

$$\sigma_{bc} = f_{bc}$$

$f_{bc}$  : est la résistance de calcul du béton, qui vaut :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} .$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui vaut 1,5 dans le cas de (situation durable), et en cas de combinaisons accidentelles il vaut alors 1,15.

$\theta$  : vaut 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

- vaut 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

- vaut 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

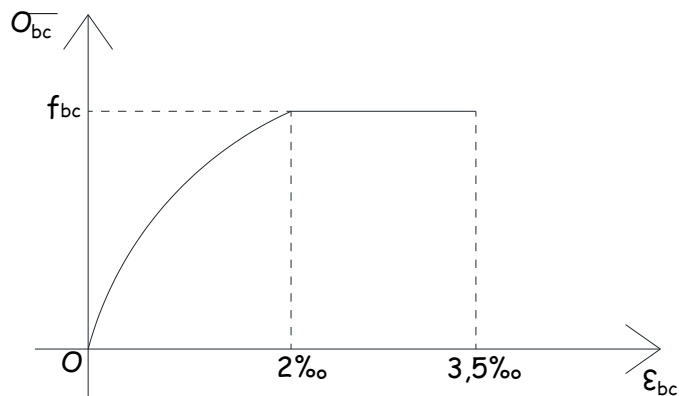


Diagramme contraintes-déformations du béton

La contrainte de compression du béton à l'état limite de service est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}$

### I.7.2. Les aciers :

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments de notre ouvrage sont :

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance feE 400, de limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.
- Treillis soudé à haute adhérence ( $\varnothing=4,5$  mm), de limite d'élasticité,  $f_e = 520$  MPa.

Le module d'élasticité longitudinale est pris égal à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

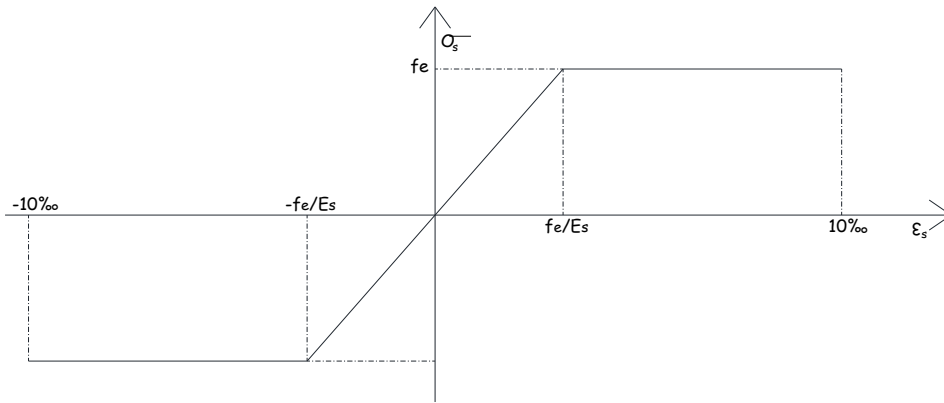


Diagramme contraintes-déformations de l'acier

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les aciers.

D'après les règles **BAEL 91 modifié 99**, on distingue trois cas de fissuration :

Fissuration peu préjudiciable : cas des éléments situés dans des endroits couverts tels que les locaux, et par conséquent, il n'y a pas de limitation de contraintes et on prend  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$ .

Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations.

$$\sigma_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right).$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses et les treillis soudés tréfilés.

$\eta = 1,6$  Pour les armatures à haute adhérence dont  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,3$  Pour les armatures à haute adhérence dont  $\phi < 6 \text{ mm}$

Fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés à des milieux agressifs ou doivent assurer une étanchéité ; dans ce cas, on observe les règles suivantes :  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \xi$

### I.8. Les charge permanentes « G » :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids propres des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les enduits, revêtements, cloisons fixes...etc. leurs valeurs

(En poids volumiques ou surfaciques) sont obtenues dans le DTR B.C. 2.2

#### Les Charges permanentes « G »

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
-Acier.	78,5	
-Béton non armé.	22	
-Béton armé.	25	
-Maçonnerie en briques creuses (10 cm).		0,90
-maçonnerie en briques creuses (15 cm).		1,35

-Maçonnerie en briques creuses (20 cm).		1,80
-Blocs de liège (4 cm).		0,16
-Enduit en plâtre (1 cm).		0,10
-Enduit au mortier de ciment (1 cm).		0,18
-Dalle pleine en béton armé (par cm).		0,25
-Plancher nervuré à poutrelles préfabriquées avec entrevous en béton (entraxe 60 cm) montage avec table de compression (16+4) cm.		2,80
-Chape en mortier de ciment (par cm).		0,18
-Carrelages scellés, y compris la couche de mortier de pose de 2 cm.		0,85
-Couverture en tuiles.		0,45
-Flintcot.		0,01
-Feutre bitume type (36 S) en 3 couches (2 cm)		0,12
-Papier kraft avec gravier roulée (4 cm).		0,50
-Sable (par cm).		0,18

### I.9. Les surcharges d'exploitation « Q » :

Les valeurs des charges d'exploitation sont fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.
- De leur mode de prise en compte.

Les surcharges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux ; elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

#### Les charges d'exploitation « Q »

Nature du local	Valeur en (KN/m <sup>2</sup> )
Logements.	1,5
Balcons.	3,5
Escaliers.	2,5
Terrasse inaccessible.	1,0
Main courante escalier.	1,0 KN/m
Main courante balcon.	0,60 KN/m
Main courante acrotère.	1,0 KN/m

### I.10. Les caractéristiques de l'ascenseur

#### I.10.1. Classification des ascenseurs

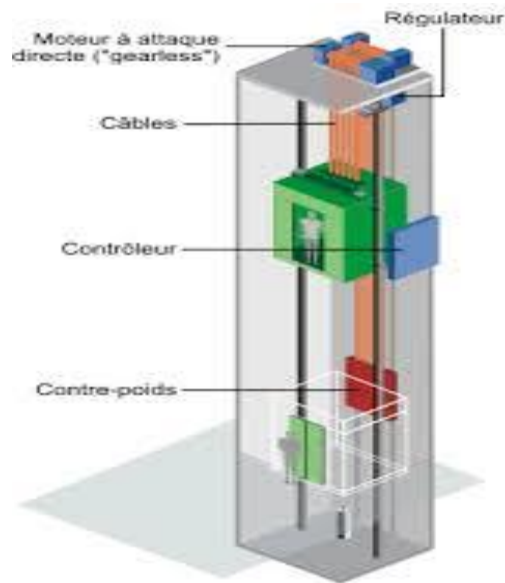
Du point de vue de la sécurité, les appareils sont répartis en trois groupes :

GROUPE I. - Appareils transportant habituellement ou occasionnellement des personnes.

GROUPE II. - Appareils dont l'emploi est interdit pour le transport des personnes, mais où celles-ci ont accès pour le chargement et le déchargement des charges transportées.

GROUPE III. - Appareils dont les dimensions ou la constitution s'opposent manifestement à l'accès des personnes.

Pour notre cas, l'appareil qui nous convient est du groupe I.



### I.10.2. Définitions

Il est convenu d'attribuer aux termes ci-après la signification suivante :

#### a)- Cabine

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter. Le type de cabine adopté pour notre bâtiment (Cabine métallique avec parois closes) dont le poids propre est estimé à ( $P = 1640$  kg).

Dans le cas de charge dénommée « utilisation normale, fonctionnement », la masse mobile ( $P + Q$ ) de la cabine doit être multipliée par le facteur d'impact ( $k_2=1,2$ ) pour tenir compte du freinage brutal induit lors du déclenchement d'un système électrique de sécurité ou d'une coupure accidentelle de l'alimentation électrique.

#### b)- Contrepoids

Organe mobile de l'ascenseur ou du monte-charge circulant le long de guides verticaux et constitué par une masse pesante dont le poids (1600 kg) contrebalance celui de la cabine et d'une partie de la charge.

#### c)- coulisseaux

Pièces fixées sur l'étrier de la cabine ou de contrepoids afin d'en assurer la liaison avec les guides (9 kg/ml) qui sont fixés sur les volées des escaliers.

#### d)- étrier

Ossature métallique attelée aux organes de suspension et portant la cabine ou le contrepoids. Son poids est compris dans celui de la cabine.

**e)- tambour ou treuil**

Cylindre fileté sur lequel s'enroule et est fixé le câble de la cabine et celui du contrepoids.

L'ensemble du mécanisme d'entraînement de câble de suspension de la cabine et du contrepoids. Il se compose essentiellement :

- d'un moteur et de son accouplement.
- d'un système de freinage.
- d'un réducteur de vitesse actionnant soit une poulie motrice, soit un tambour, soit un pignon.

Tous ces organes sont assemblés sur un bâti dont le poids total avec celui du câble de suspension est estimé (400 kg).

**I.10.3. dimensions de la cabine par rapport à la charge**

Pour les appareils du groupe I laissés à la libre disposition des usagers, la correspondance entre la charge nominale en kilogrammes, le nombre de personnes et la surface utile de la cabine en mètres carrés sont les suivants :

- Charge nominale  $Q = 450$  kg.
- Nombre de personnes 6.
- Surface utile maximale de la cabine  $1,60$  m<sup>2</sup> soit (1,00x1,60).
- La hauteur de la cabine est de : 2,20 m.

**I.10.4. Dimensions de la salle des machines**

Les dimensions du local doivent être suffisantes pour permettre au personnel d'entretien d'accéder à tous les organes sans exception et, en particulier, aux connexions situées derrière les tableaux.

En règle générale, le personnel ne doit pas avoir à enjamber des pièces qui peuvent être mises en mouvement.

La hauteur sous plafond du local doit être fonction des caractéristiques des appareils sans pouvoir être inférieure à 1,80 m.

**II.1. Introduction :**

Après avoir répertorié les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant, Nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux tels que :

Les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude. C'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

**II.2. Les planchers:**

La hauteur des planchers de notre bâtiment, compte tenu de la description au chapitre ' I ' sera

donnée par la formule suivante :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$ . (BAEL 91, modifier 99 ; Art B.6.5.1 )

$L_{\max} = 4.40 m$  : Longueur maximale entre nus des appuis dans le sens considéré.

$h_t = \frac{440}{22,5} = 19,55 cm$  : Hauteur totale du plancher.

On adoptera une hauteur normalisée de  $h_t = 20 cm$ , soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression.

**II.3. Les dalles pleines :**

a)- *L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui) pour les balcons est*

*donnée par la formule suivante :  $\frac{\ell}{20} \leq e_p \leq \frac{\ell}{15}$ .*

$\ell = 1,30 m$  : Portée libre.

$e_p$  : épaisseur de la dalle.(Console)

$\frac{130}{20} \leq e_p \leq \frac{130}{15} \rightarrow 6,5 cm \leq e_p \leq 8,66 cm$ .

Par précaution on adoptera une épaisseur de  $e_p = 15 cm$ .

b)- *L'épaisseur de la dalle pleine (qui repose sur quatre appuis) pour la salle des machines*

*de l'ascenseur est donnée par la formule suivante :  $e_p \geq \frac{\ell_x}{30}$*

$\ell_x = 3.5 m$  : Portée libre.

$e_p$  : Épaisseur de la dalle.

$e_p \geq \frac{350}{30} \rightarrow e_p \geq 11.66 cm$ .

Vue l'importance des charges que va reprendre la dalle, on adoptera une épaisseur de  $e_p = 18 cm$

**II.4. Les poutres**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$  et  $0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t$ .

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99) c'est-à-dire qu'en zone (IIa) :

$b \geq 20 cm$     $h_t \geq 30 cm$     $\frac{h_t}{b} \leq 4$

#### II.4.1. Les poutres principales (sens transversal)

Sachant que, la portée maximale dans les files transversales est :  $L_{\max} = 4,80 \text{ m}$  d'où :

$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h_t \leq 48$$

On adoptera :  $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de «  $b = 30 \text{ cm}$  » un peu supérieure.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

#### II.4.2. Les poutres secondaires (sens longitudinal)

Sachant que, la portée maximale dans les files longitudinales est,  $L_{\max} = 3,80 \text{ m}$  d'où :

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25,33 \leq h_t \leq 38$$

On adoptera :  $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

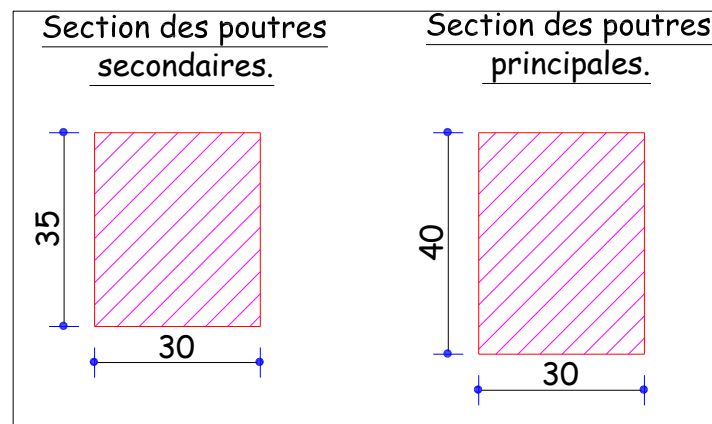
Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de «  $b = 30 \text{ cm}$  » un peu supérieure.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

#### Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : (30X40)  $\text{cm}^2$ .
- Les poutres secondaires : (30X35)  $\text{cm}^2$ .



#### II.5. Les poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal  $N_s$ .

L'effort  $N_s$  sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Les plans d'architecture nous ont proposé une section de (30X40)  $\text{cm}^2$ .
- Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante ( $b_1, h_1$ )  $\geq 25 \text{ cm}$ .

On prévoit une section de (30X40) cm<sup>2</sup> afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau.

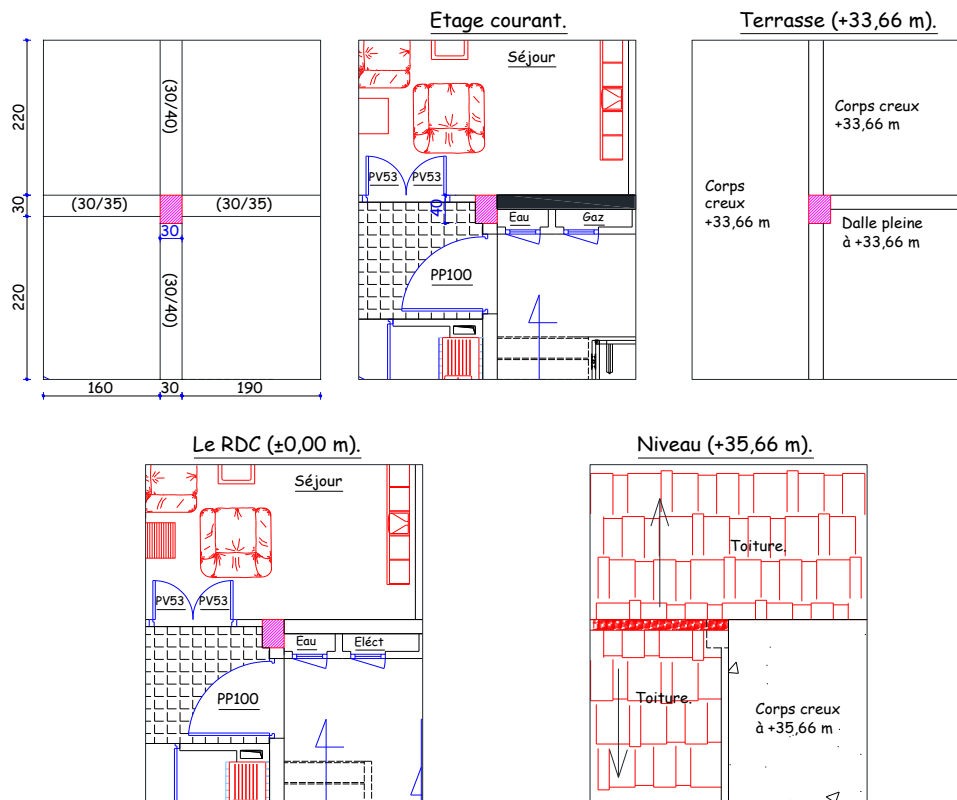
La section du poteau est donnée par la formule suivante :  $B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ .

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$  : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

$B$  : Section du poteau.

### II.5.1. Localisation du poteau le plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (C-4) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.



Localisation du poteau le plus sollicité

#### II.5.1.1. Surface d'influence :

Sous G :  $S_{\text{plancher}} = S_1 + S_2 + S_3$

$$S_p = (2,20 \times 1,60) + (2,20 \times 1,60) + (2,20 \times 1,90) = 11,22 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = S_4 = 2,2 \times 1,9 = 4,18 \text{ m}^2$$

Sous Q :  $S_{\text{plancher}} = (1,9 \times 2,5) + (1,9 \times 2,2) + (1,9 \times 2,2)$

$$S_p = 13,11 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = (2,2 \times 2,5) = 5,5 \text{ m}^2$$

### II.5.2. Descente des charges

#### II.5.2.1. charges permanentes

**a)- Étage courant et RDC****- Plancher**

- Carrelage scellé y compris les 2 cm du mortier de pose.....0,85 KN/m<sup>2</sup>.
- Les cloisons de séparation de 10 cm.....0,90 KN/m<sup>2</sup>.
- Couche de sable de 3cm .....0,54KN/m<sup>2</sup>
- Plancher (16+4) .....2,8KN/m<sup>2</sup>
- Enduit en plâtre de 1cm .....0,10KN/m<sup>2</sup>

**G = 5,19 KN/m<sup>2</sup>.**

**- Poutres**

- Poutres principales :.....(0,40x0,30)x25 = 3,000 KN/ml.
- Poutres secondaires :.....(0,30x0,35)x25 = 2,625 KN/ml.

**- Escalier**

- Carrelage scellé y compris les 2 cm du mortier de pose.....0,85 KN/m<sup>2</sup>.
- Couche de sable de 3cm .....0,54KN/m<sup>2</sup>
- Dalle pleine de 15 cm .....3,75KN/m<sup>2</sup>.
- Enduit au mortier de ciment (1 cm).....0,18 KN/m<sup>2</sup>.
- Les cloisons (garde corps d'escalier et les colonnes montantes) 10 cm.....0,90 KN/m<sup>2</sup>.

**G = 6,22 KN/m<sup>2</sup>.**

**- Poteau**

- Poteau :.....(0,40x0,30)x25 = 3,000 KN/ml.

**b)- Niveau +35,66 m voir schéma ci-dessus****- Plancher**

- Gravier roulée (4cm).....0,50 KN/m<sup>2</sup>.
- Feutre bitume type (36 S) en 3 couches (2 cm).....0,36 KN/m<sup>2</sup>.
- Isolation en liège (4cm).....0,16 KN/m<sup>2</sup>.
- Couche de flintcot.....0,01 KN/m<sup>2</sup>.
- Forme de pente ( $e_{p_{moy}} = 2$  cm).....0,36KN/m<sup>2</sup>.
- Le plancher (16+4).....2,80 KN/m<sup>2</sup>.
- Enduit au mortier de ciment (1 cm).....0,18 KN/m<sup>2</sup>.

**G = 4,37 KN/m<sup>2</sup>.**

**- Poutres**

- Poutres principales :.....(0,40x0,30)x25 = 3,000 KN/ml.
- Poutres secondaires :.....(0,30x0,35)x25 = 2,625 KN/ml.

**- La toiture**

- Tuiles mécaniques à emboîtement (litesaux compris) : .....0,40 KN/m<sup>2</sup>.
- Chevrons et pannes.....0,10 KN/m<sup>2</sup>.

$$\underline{\mathbf{G = 0,50 \text{ KN/m}^2.}}$$

**c)- Terrasse (Niv. +33,66 m)****- Plancher**

- Le plancher (16+4).....2,80 KN/m<sup>2</sup>.
- Enduit en plâtre de 1cm.....0,10 KN/m<sup>2</sup>.
- Les cloisons (salle des machines et charpente) 20 cm.....1,80 KN/m<sup>2</sup>.

$$\underline{\mathbf{G = 4,70 \text{ KN/m}^2.}}$$

**- Poutres**

- Poutres principales : .....(0,40x0,30)x25 = 3,000 KN/ml.
- Poutres secondaires : .....(0,30x0,35)x25 = 2,625 KN/ml.

**- Dalle pleine (salle des machines)**

- Carrelage scellé y compris les 2 cm du mortier de pose.....0,85 KN/m<sup>2</sup>.
- Couche de sable de 3cm.....0,54 KN/m<sup>2</sup>.
- Dalle pleine de 18cm.....4,50 KN/m<sup>2</sup>.
- Enduit au mortier de ciment (1 cm).....0,18 KN/m<sup>2</sup>.

$$\underline{\mathbf{G = 5,32 \text{ KN/m}^2.}}$$

**- Les charges de l'ascenseur**

- Tous les équipements (voir chapitre I) :  $1,2(4,5+16,5)+16+4 = 45,08 \text{ KN}$ .

**- Poteau**

- Poteau : .....(0,40x0,30)x25 = 3,000 KN/ml.

**II.5.2.2. Les charges d'exploitation**

Pour des bâtiments dont le nombre d'étages est supérieur ou égal à « 5 », il existe une loi définissant les valeurs des charges d'exploitation appelée, loi de dégression des surcharges (voir le DTR-BC-22).

- Pour le toit ou la terrasse .....(Q<sub>o</sub>)
- Pour le dernier niveau.....(Q)
- Pour l'étage immédiatement inférieur.....(0,9.Q)
- Pour l'étage immédiatement inférieur .....(0,8.Q)

Et ainsi de suite, en réduisant d'un étage à l'autre de 10% jusqu'à (0,5.Q), puis on conserve cette dernière valeur pour les étages restants.

**a)- Dernier niveau**

-Niv.+33,66..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

**b-1)- Étages courants plancher  $Q_p$** 

- Niv. +30,60..... $Q_p = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +27,54..... $Q_p = 0,9 \times 1,5 = 1,35 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +24,48..... $Q_p = 0,8 \times 1,5 = 1,20 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +21,42..... $Q_p = 0,7 \times 1,5 = 1,05 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +18,36..... $Q_p = 0,6 \times 1,5 = 0,9 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +15,30..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +12,24..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +9,18..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +6,12..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +3,06..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv.  $\pm 0,00$ ..... $Q_p = 0,5 \times 1,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ .

**b-2)- Étages courants escalier  $Q_e$** 

- Niv. +30,60..... $Q_e = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +27,54..... $Q_e = 0,9 \times 2,5 = 2,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +24,48..... $Q_e = 0,8 \times 2,5 = 2 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +21,42..... $Q_e = 0,7 \times 2,5 = 1,75 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +18,36..... $Q_e = 0,6 \times 2,5 = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +15,30..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +12,24..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +9,18..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +6,12..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv. +3,06..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .  
 - Niv.  $\pm 0,00$ ..... $Q_e = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/m}^2$ .

**II.5.3. Détermination de l'effort total  $N_s$  repris par le poteau du RDC**

Pour ce faire, on doit procéder comme suit :

**Niveau +35,66 m**

-Plancher ..... $(2,20 \times 1,90) \times 4,37 = 18,26 \text{ KN}$ .

- Poutres

- Poutres principales ..... $(0,40 \times 0,30) \times 2,20 \times 25 = 6,6 \text{ KN}$ .
- Poutres secondaires ..... $(0,30 \times 0,35) \times 1,90 \times 25 = 4,98 \text{ KN}$ .

- La toiture ..... $[(2,20 + 2,20) \times 1,60 + (2,20 \times 1,90)] \times 0,5 = 5,61 \text{ KN}$ .

-Niv.+35,66..... $Q_p = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ KN}$ .

$$N = \sum N_i = 40,95 \text{ KN}$$

**Niveau +33,66 m**

- Plancher .....  $[(2,20 + 2,20) \times 1,60 + (2,20 \times 1,90)] \times 4,70 = 52,73 \text{ KN}$ .

- Poutres

- Poutres principales ..... $(0,40 \times 0,30) \times (2,20 + 2,20) \times 25 = 13,20 \text{ KN}$ .

- Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60 + 1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .
  - Dalle pleine (salle des machines) .....  $(2,20 \times 1,90) \times 5,32 = 22,23 \text{ KN}$ .
  - Les charges de l'ascenseur
    - Tous les équipements (voir chapitre I) ....  $1,2 \times (4,5 + 16,5) + 16 + 4 = 45,08 \text{ KN}$ .
  - Poteau .....  $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 1,65 = 4,95 \text{ KN}$ .
  - Niv. +33,66 .....  $Q_e = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ KN}$ .
  - Niv. +33,66 .....  $Q_p = 13,11 \times 1,5 = 19,66 \text{ KN}$ .
- $$N = \sum N_i = 172,50 \text{ KN}$$
- 

**Niveau +30,60 m**

- Plancher .....  $[(2,2+2,2) \times 1,60 + (2,2 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,23 \text{ KN}$ .
  - Poutres .
    - Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times (2,2+2,2) \times 25 = 13,20 \text{ KN}$ .
    - Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .
  - Escalier .....  $(1,90 \times 2,2) \times 6,22 = 26,00 \text{ KN}$ .
  - Poteau .....  $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,71 = 8,13 \text{ KN}$ .
  - Niv. Ci-dessus .....  $Q_e = 5,5 \times 2,5 = 13,75 \text{ KN}$ .
  - Niv. Ci-dessus .....  $Q_p = 13,11 \times 1,5 = 19,66 \text{ KN}$ .
- $$N = \sum N_i = 148,16 \text{ KN}$$
- 

**Niveau +27,54 m**

- Plancher .....  $[(2,2+2,2) \times 1,60 + (2,2 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,23 \text{ KN}$ .
  - Poutres .
    - Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times (2,2+2,2) \times 25 = 13,20 \text{ KN}$ .
    - Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .
  - Escalier .....  $(1,90 \times 2,2) \times 6,22 = 26,00 \text{ KN}$ .
  - Poteau .....  $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,71 = 8,13 \text{ KN}$ .
  - Niv. Ci-dessus .....  $Q_e = 5,5 \times 2,25 = 12,37 \text{ KN}$ .
  - Niv. Ci-dessus .....  $Q_p = 13,11 \times 1,35 = 17,69 \text{ KN}$ .
- $$N = \sum N_i = 144,81 \text{ KN}$$
- 

**Niveau +24,48 m**

- Plancher .....  $[(2,2+2,2) \times 1,60 + (2,2 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,23 \text{ KN}$ .
  - Poutres :
    - Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times (2,2+2,2) \times 25 = 13,20 \text{ KN}$ .
    - Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .
  - Escalier .....  $(1,90 \times 2,2) \times 6,22 = 26,00 \text{ KN}$ .
  - Poteau .....  $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,71 = 8,13 \text{ KN}$ .
  - Niv. Ci-dessus .....  $Q_e = 5,5 \times 2 = 11 \text{ KN}$ .
  - Niv. Ci-dessus .....  $Q_p = 13,11 \times 1,2 = 15,73 \text{ KN}$ .
- $$N = \sum N_i = 141,48 \text{ KN}$$
-

**Niveau +21,42 m**

- Plancher .....  $[(2,2+2,2) \times 1,60 + (2,2 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,23 \text{ KN}$ .
- Poutres
- Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times (2,2+2,2) \times 25 = 13,20 \text{ KN}$ .
  - Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .
- Escalier .....  $(1,90 \times 2,2) \times 6,22 = 26,00 \text{ KN}$ .
- Poteau .....  $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,71 = 8,13 \text{ KN}$ .
- Niv. Ci-dessus .....  $Q_e = 5,5 \times 1,75 = 9,62 \text{ KN}$ .
- Niv. Ci-dessus .....  $Q_p = 13,11 \times 1,05 = 13,76 \text{ KN}$ .
- $N = \sum N_i = 138,13 \text{ KN}$ .
- 

**Niveau +18,36 m**

- Plancher .....  $[(2,2+2,2) \times 1,60 + (2,2 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,23 \text{ KN}$ .
- Poutres
- Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times (2,2+2,2) \times 25 = 13,20 \text{ KN}$ .
  - Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .
- Escalier .....  $(1,90 \times 2,2) \times 6,22 = 26,00 \text{ KN}$ .
- Poteau .....  $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,71 = 8,13 \text{ KN}$ .
- Niv. Ci-dessus .....  $Q_e = 5,5 \times 1,5 = 8,25 \text{ KN}$ .
- Niv. Ci-dessus .....  $Q_p = 13,11 \times 0,9 = 11,80 \text{ KN}$ .
- $N = \sum N_i = 134,80 \text{ KN}$ .
- 

**Niveau (15,3 ; 12,24 ; +9,18 ; 6,12 ; 3,06 m)**

- Plancher .....  $[(2,2+2,2) \times 1,60 + (2,2 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,23 \text{ KN}$ .
- Poutres
- Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times (2,2+2,2) \times 25 = 13,20 \text{ KN}$ .
  - Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .
- Escalier .....  $(1,90 \times 2,2) \times 6,22 = 26,00 \text{ KN}$ .
- Poteau .....  $(0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2,71 = 8,13 \text{ KN}$ .
- Niv. Ci-dessus .....  $Q_e = 5,5 \times 1,25 = 6,87 \text{ KN}$ .
- Niv. Ci-dessus .....  $Q_p = 13,11 \times 0,75 = 9,83 \text{ KN}$ .
- $N = \sum N_i = 131,45 \text{ KN}$ .
- 

**Niveau RDC ( $\pm 0,00 \text{ m}$ )**

- Plancher .....  $[(2,2+2,2) \times 1,60 + (2,2 \times 1,90)] \times 5,19 = 58,23 \text{ KN}$ .
- Poutres
- Poutres principales .....  $(0,40 \times 0,30) \times (2,2+2,2) \times 25 = 13,20 \text{ KN}$ .
  - Poutres secondaires .....  $(0,30 \times 0,35) \times (1,60+1,90) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$ .

- Poteau .....(0,40x0,30)x25x2,71 = 8,13 KN.
  - Escalier .....2,20x1,90x6,22 = 26 KN.
  - Niv. ±0,00..... $Q_e = 5,5 \times 1,25 = 6,87$  KN.
  - Niv. ±0,00 ..... $Q_p = 13,11 \times 0,75 = 9,83$ KN
- $$N = \sum N_i = 131,45 \text{ KN.}$$

La section du poteau sera déterminée à l’ELS par la formule suivante :

$$A_b = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{N_s}{0,6 \cdot f_{c28}} \text{ .avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa..}$$

Récapitulatif de la descente de charges :

Niveau [m]	$N_s = G+Q$ [KN]	$N_s$ cumulé [KN]	Section trouvée [cm <sup>2</sup> ]	Section adoptée [cm <sup>2</sup> ]
+ 35,66	40,95	40,95	27,30	
+ 33,60	172,5	213,45	142,30	30x30 (Toiture)
+ 30,60	148,16	361,61	241,07	30x30
+ 27,54	144,81	506,42	337,61	30x30
+ 24,48	141,48	647,90	431,93	30x30
+ 21,42	138,13	786,03	524,02	30x35
+ 18,36	134,80	920,83	613,88	30x35
+ 15,30	131,45	1052,28	701,52	30x35
+ 12,24	131,45	1183,73	789,14	30x35
+ 9,18	131,45	1315,18	876,78	30x40
+ 6,12	131,45	1446,63	964,42	30x40
+ 3,06	131,45	1578,08	1052,05	30x40
± 0,00	131,45	1709,53	1139,68	30x40

On voit bien que les dimensions imposées par le RPA, sont bien satisfaites.

- $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} .$
- $b_1 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm} .$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{40} = 0,75$

### II.5.4. Vérification des poteaux au flambement

Les éléments structuraux, tels que les poteaux, sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors, ils risquent de subir d’importantes déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élanement  $\lambda$  des poteaux selon la formule

$$\text{suivante : } \lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$$

$l_f$  : Longueur de flambement des poteaux (CBA93.B.8.3.2)

$$l_f = 0,7.l_o = 0,7 \times 3,06 = 2,142m$$

• **Poteau (30x40)**

$$i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h.b^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{40 \times 30^3/12}{30 \times 40}} = 8,66 \text{ cm} \quad (\text{Le rayon de giration, qui est perpendiculaire au côté « h »})$$

$$i_2 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b.h^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{30 \times 40^3/12}{30 \times 40}} = 11,54 \text{ cm} \quad (\text{Le rayon de giration, qui est perpendiculaire au côté « b »}).$$

$$l_f = 0,7.l_o = 0,7 \times 3,06 = 2,142m$$

$$\lambda_1 = \frac{l_f}{i_1} = \frac{214,2}{8,66} = 24,73 < 50$$

$$\lambda_2 = \frac{l_f}{i_2} = \frac{214,2}{11,54} = 18,56 < 50$$

• **Poteau (30x35)**

$$i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h.b^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{35 \times 30^3/12}{30 \times 35}} = 8,66 \text{ cm} \quad (\text{Le rayon de giration, qui est perpendiculaire au côté « h »}).$$

$$i_2 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b.h^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{30 \times 35^3/12}{30 \times 35}} = 10,10 \text{ cm} \quad (\text{Le rayon de giration, qui est perpendiculaire au côté « b »}).$$

$$l_f = 0,7.l_o = 2,142m$$

$$\lambda_1 = \frac{l_f}{i_1} = \frac{214,2}{8,66} = 24,73 < 50$$

$$\lambda_2 = \frac{l_f}{i_2} = \frac{214,2}{10,10} = 21,2 < 50$$

• **Poteau (30x30)**

$$i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h.b^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{30 \times 30^3/12}{30 \times 30}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$i_2 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b.h^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{30 \times 30^3/12}{30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}$$

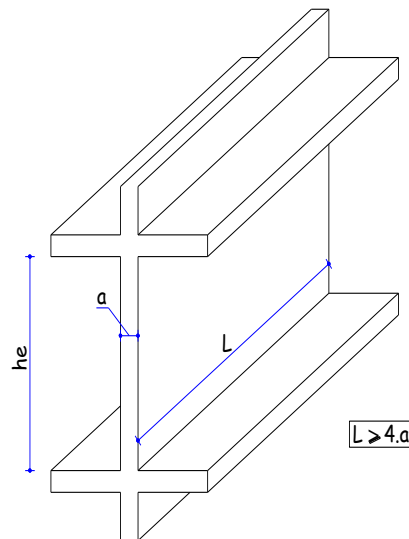
$$l_f = 0,7.l_o = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{8.66} = 24,73 < 50$$

On remarque que le risque de flambement n'existe pas dans les deux directions dans tous les poteaux

### II.6. Les voiles :

Sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$



Coupe en élévation d'un voile

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

Les voiles dont est constituée la structure de notre bâtiment ne comportent pas d'élément raidisseurs aux extrémités.

d'où leur épaisseur est :  $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306 - 20}{20} = 14,3 \text{ cm}$ .

On opte pour une épaisseur des voiles  $a = 20 \text{ cm}$ .

### Introduction

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

### III-1- Les planchers

Le pré dimensionnement a été effectué au chapitre II, donc nous avons à ferrailer la dalle de compression et les poutrelles.

#### III.1.1. La dalle de compression

La dalle de compression coulée sur place doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser (BAEL 91/B.6.8,423) :

- 20cm (5 p. m.) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3 p. m.) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections de ces armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- si :  $\ell_x \leq 50$  cm      alors  $A_c = \frac{200}{f_e}$
- si :  $50 \leq \ell_x \leq 80$  cm      alors  $A_c = \frac{200}{f_e} \times 0,02 \ell_x = \frac{4 \ell_x}{f_e}$

Les armatures parallèles aux poutrelles doivent avoir une section A :  $A \text{ (cm}^2 \text{ / ml)} \geq \frac{A_c}{2}$

Avec :

$\ell_x$  : Écartement entraxe des poutrelles.

$f_e$  : Limite d'élasticité en MPa.

$A_c$  : Section des armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A : Section des armatures parallèles aux poutrelles.

#### A.N.

$\ell_x = 60$  cm.

$f_e = 520$  MPa.

$A_c = \frac{4 \times 60}{520} = 0,461 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

$A \text{ (cm}^2 \text{ / ml)} \geq \frac{0,461}{2} = 0,231 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

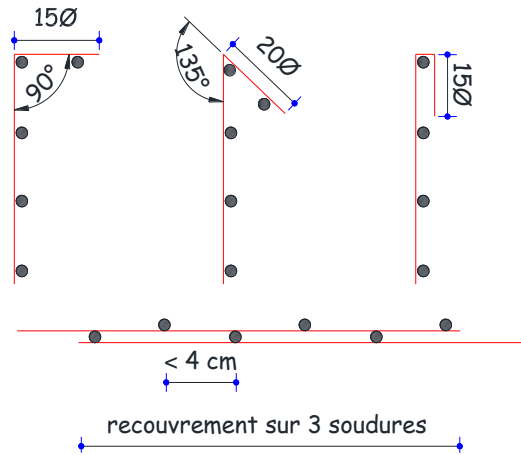
En tenant compte de l'indisponibilité de toutes les gammes de produit sur le marché, nous sommes contraints d'adopter le treillis soudé suivant :

TSHA D / d E x e ( L x l )

TSHA 4.5/4.5 150x150 (48x2,40)

Qui vérifie largement les conditions ci-dessus.

L'ancrage du treillis soudé aux extrémités et le recouvrement doivent être effectué selon le BAEL 99 comme le montre la figure ci-dessous :



Ancrage aux extrémités du treillis soudés et recouvrement

### III.1.2. La poutrelle

#### A. Sens de disposition des poutrelles

Le sens de la disposition des poutrelles est subordonné à deux critères qui sont les suivants :

- La poutrelle doit être disposée au mieux suivant le sens des petites portées.
- Il est vivement recommandé de choisir un seul et unique sens, pour avoir des poutres porteuses dans une seule direction ; parce que, cela a un rapport direct avec les poteaux.

Si les deux sens ont les mêmes portées, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens qui a le plus grand nombre d'appuis.

Par conséquent, la poutrelle de notre bâtiment sera disposée parallèlement à la façade principale.

#### B. Etude avant coulage

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités.

##### B.1. Détermination des charges

Les charges auxquelles la poutrelle est soumise sont comme suit :

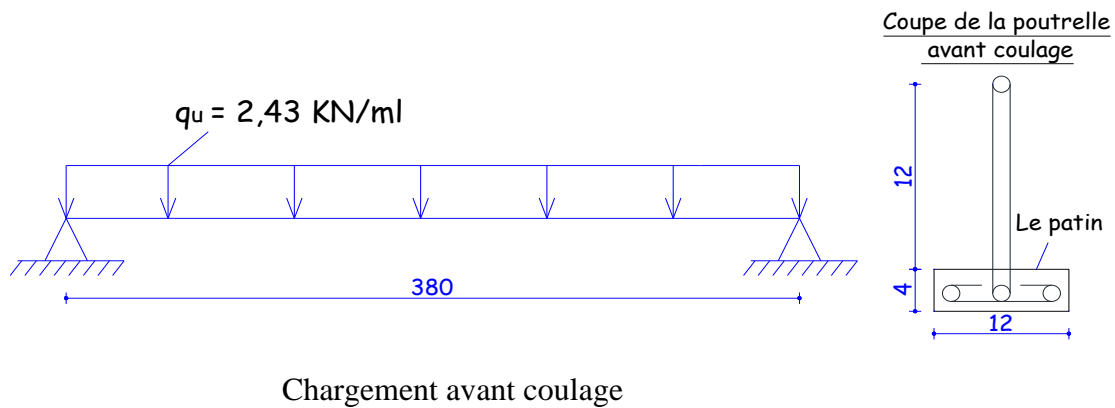
- Poids propre du patin.....  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux.....  $0,95 \times 0,60 = 0,57 \text{ KN/ml}$
- Surcharge due à la main d'œuvre.....  $= 1,00 \text{ KN/ml}$

##### B.2. Calcul des sollicitations à l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,12+0,57) + 1,5(1,00) = 2,43 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{2,43 \times 3,80^2}{8} = 4,386 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{2,43 \times 3,80}{2} = 4,617 \text{ KN}$$



### B.3. Calcul des armatures

La poutrelle est soumise à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_o}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,386 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,434 > \mu_\ell = 0,392 \text{ pour les fe E400.}$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

On constate que la section nécessite des aciers comprimés, et comme la section du béton est très faible, on ne peut pas disposer convenablement ses armatures, on est alors obligé de prévoir un système d'étayage sur lequel va reposer la poutrelle avant d'entamer les travaux.

### C. Etude après coulage

Après le coulage du plancher, la dalle de compression et la poutrelle travaillent comme un monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis et dont la section résistante change de forme, autrement dit, sur l'appui la section est rectangulaire alors qu'en travée c'est une section en T.

Nous allons calculer la poutrelle du plancher de l'étage courant, parce qu'elle est plus sollicitée que celle de la terrasse, puis on adopte le même ferrailage.

#### C.1. Détermination des charges

- Charges permanentes..... $G = 5,19 \times 0,60 = 3,114 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitation..... $Q = 1,5 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN/ml}$

#### C.2. Combinaison des charges à l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,114) + 1,5(0,90) = 5,55 \text{ KN/ml}$$

#### C.3. Choix de la méthode de calcul

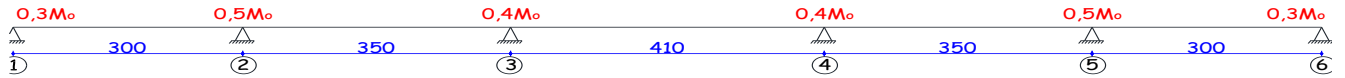
Parmi toutes les méthodes de calcul des poutres continues qui existent, le BAEL 99 nous recommande la « méthode forfaitaire » qui est convenable pour des planchers à charge d'exploitation modérée tel que le plancher de notre bâtiment, et pour appliquer cette méthode notre poutre doit satisfaire quelques conditions qui sont les suivantes :

- La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN} / m^2)$ .
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
- Les portées successives des poutres, sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans toutes les travées.

Toutes les conditions ci-dessus, sont satisfaites pour le cas de la poutrelle que nous allons étudier.

### C.3.1. Détermination des coefficients forfaitaires sur appuis

La poutrelle de notre bâtiment comporte 5 travées, et les coefficients forfaitaires au niveau des appuis seront comme le montre la figure ci-dessous :



Coefficient forfaitaire sur appuis

### C.3.2. Calcul du coefficient $\alpha$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,90}{0,90+3,114} = 0,224$$

### C.3.3. Calcul des moments en travée en fonction de $M_o$

$$\begin{cases} M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; (1 + 0,3\alpha)M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{cases}$$

#### a) Travées de rive (1-2) et (5-6)

$$\begin{cases} M_t + \left( \frac{0,3M_o + 0,5M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,067M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,667M_o \\ M_t \geq 0,634M_o \end{cases}$$

#### b) Travées intermédiaires (2-3) et (4-5)

$$\begin{cases} M_t + \left( \frac{0,5M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,067M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,617M_o \\ M_t \geq 0,534M_o \end{cases}$$

## c) Travée intermédiaire (3-4)

$$\begin{cases} M_t + \left( \frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,067M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \text{ travée de rive} \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,667M_o \\ M_t \geq 0,534M_o \end{cases}$$

## C.4. Diagramme final des moments fléchissant

## a) Travées (1-2) et (5-6)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{5,55 \times 3^2}{8} = 6,244 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,667M_o = 0,667 \times 6,244 = 4,165 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3M_o = 0,3 \times 6,244 = 1,873 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2g} = M_{a5d} = 0,5M_o = 0,5 \times 6,244 = 3,122 \text{ KN.m}$$

## b) Travées (2-3) et (4-5)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{5,55 \times 3,5^2}{8} = 8,498 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,617M_o = 0,617 \times 8,498 = 5,243 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2d} = M_{a5g} = 0,5M_o = 0,5 \times 8,498 = 4,249 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3g} = M_{a4d} = 0,4M_o = 0,4 \times 8,498 = 3,40 \text{ KN.m}$$

## c) Travée (3-4)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{5,55 \times 4,1^2}{8} = 11,557 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 0,667M_o = 0,667 \times 11,557 = 7,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 11,557 = 4,623 \text{ KN.m}$$

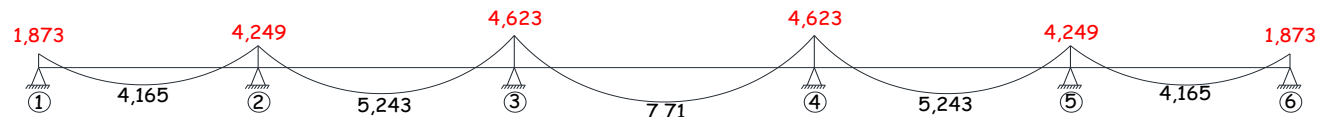


Diagramme des moments fléchissants en [KN.m]

## C.5. Diagramme des efforts tranchants

## a) Travées (1-2) et (5-6)

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{5,55 \times 3}{2} = 8,325 \text{ KN}$$

**b) Travées (2-3) et (4-5)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{5,55 \times 3,5}{2} = 9,712 \text{ KN}$$

**c) Travées (3-4)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{5,55 \times 4,1}{2} = 11,377 \text{ KN}$$

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre la discontinuité des différents éléments.

Dans les travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en considérant les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions (efforts tranchants) correspondant aux travées indépendantes de 15% s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées. (BAEL91 R99)

Dans notre cas, on doit majorer de 10% l'effort tranchant du 1<sup>er</sup> et du 6<sup>ème</sup> appui.

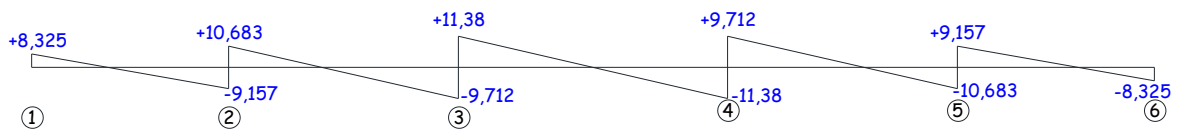
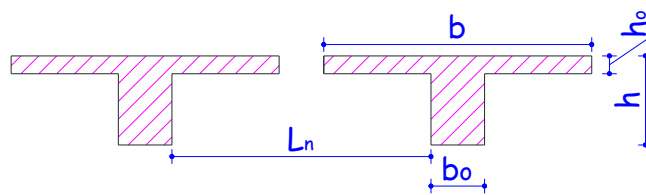


Diagramme des efforts tranchants en [KN]

**C.6. Calcul des armatures****C.6.1. Détermination des dimensions de la section sollicitée**

Caractéristiques géométriques

- $h = 20$  cm (hauteur totale du plancher).
- $b_o = 12$  cm (largeur du patin de la poutrelle).
- $h_o = 4$  cm (épaisseur de la table de compression).
- $b = 2b_1 + b_o$  cm (largeur de la table de compression).
- $L_n = 60 - 12 = 48$  cm (portée entre nus des poutrelles).

- $L = 410$  cm (portée de la plus grande travée).
- $b_1 \leq \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L}{10}\right) = \left(\frac{48}{2}; \frac{410}{10}\right) \Rightarrow b_1 = 24$  cm.
- $b = 2b_1 + b_o = 2 \times 24 + 12 = 60$  cm.

### C.6.2. Armatures en travée

On sait bien que la poutrelle de notre bâtiment est soumise à la flexion simple et que la participation de la table de compression dans la résistance est importante plus particulièrement en travée là où, la section de calcul à considérer est généralement une section en « T » lorsque l'axe neutre tombe dans la nervure sinon c'est une section rectangulaire (bxh).

La poutrelle sera préfabriquée sur chantier, et pour des raisons de facilité de réalisation on va uniformiser le ferrailage de toutes les poutrelles, et pour cela nous allons adopter la section la plus sollicitée pour le calcul du ferrailage.

- Le moment maximum en travée est

$$M_{\max} = 7,71 \text{ KN.m}$$

- Le moment équilibré par la table de compression

$$M_o = bh_o f_{bu} (d - 0,5h_o) = 0,6 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,5 \times 0,04) = 54,528 \text{ KN.m}$$

- On remarque que

$$M_o > M_{\max}$$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression, et par conséquent le calcul sera effectué en considérant une section rectangulaire (b=60 cm ;h=20 cm).

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,71 \times 10^6}{600 \times 180^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour  $\mu = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,71 \times 10^5}{0,986 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

### C.6.3. Armatures sur appui

Aux appuis, la table de compression est entièrement tendue, de ce fait, le calcul sera effectué en considérant une section rectangulaire (b=12 cm, h=20 cm) soumise au moment max.

$$M_{\max} = 4,623 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,623 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,084 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

Pour  $\mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4,623 \times 10^5}{0,956 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0,772 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Au niveau des appuis intermédiaires, on doit absolument prévoir des chapeaux en HA12 sans crochets pour assurer la continuité des aciers.

Au niveau des appuis aux extrémités, on doit prévoir des chapeaux en HA12 avec crochet pour assurer la longueur de scellement de la barre supérieure.

$$- \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{\phi f_e}{4(0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{1,2 \times 400 \times 10^2}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \times 10^2)} = 42,33 \text{ cm}$$

$$- f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

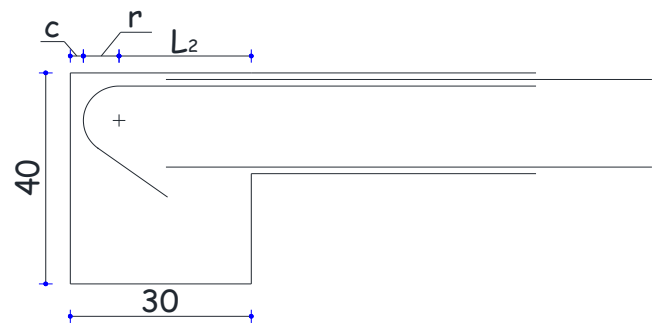
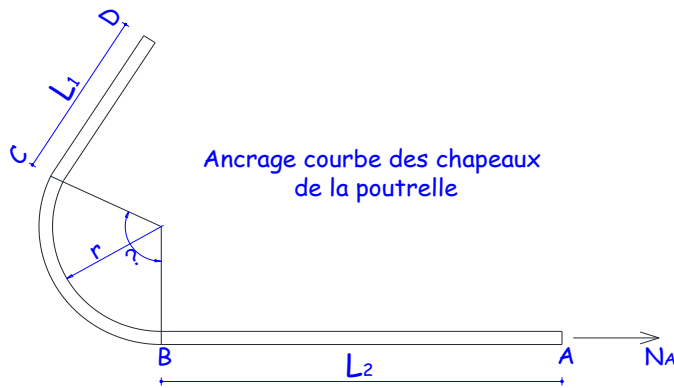
$$- \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.}$$

$$- \psi_s = 1 \text{ pour les ronds lisses.}$$

Puisque l'espacement entre les barres étant nul, donc  $\ell_r = \ell_s \approx 45 \text{ cm}$

$$- \text{Chapeaux sans crochets } \ell = 2\ell_r + 10 = 1 \text{ m.}$$

-Le calcul d'ancrage courbe des chapeaux se fera comme suit :



$$\ell_s = \beta r + \alpha L_1 + L_2$$

Dans notre cas :

$$r = 5,5\phi = 6,6 \text{ cm : pour les barres à haute adhérence.}$$

$$L_2 = b - c - \frac{\phi}{2} - r = 30 - 2 - \frac{1,2}{2} - 6,6 = 20,8 \text{ cm}$$

$b$  : Base de la poutre principale de notre bâtiment (poutre qui supporte la poutrelle)

$c$  : Enrobage des aciers.

$$\alpha = e^{\phi \times \theta} = 1,87$$

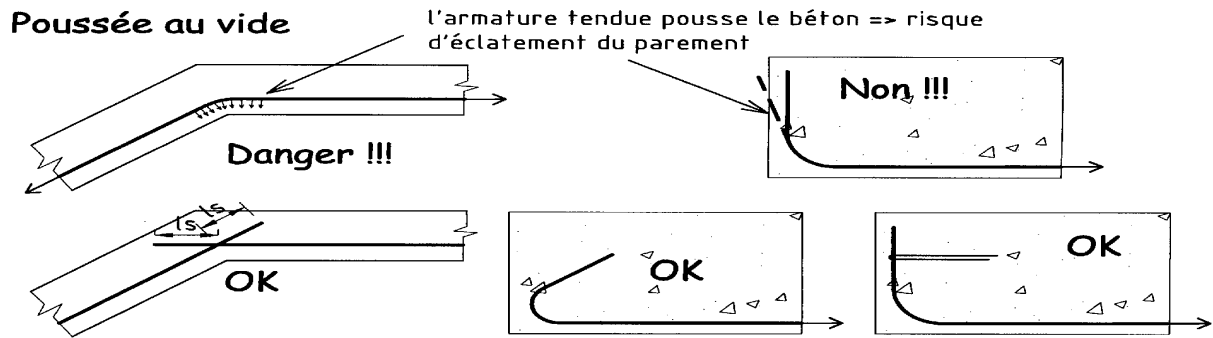
$$\beta = \frac{e^{\phi \times \theta} - 1}{\phi} = 2,19$$

On fait un ancrage droit (à  $90^\circ$ ).

Finalement :

$$L_1 = \frac{\ell_s - \beta r - L_2}{\alpha} = \frac{45 - 2,19 \times 6,6 - 20,8}{1,87} = 5,21 \text{ cm}$$

Donc, on adoptera un ancrage à  $110^\circ$  pour éviter l'éclatement du béton vers l'extérieur sous la poussée au vide avec une longueur  $L_1 = 6 \text{ cm}$ .



### C.6.4. Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures

longitudinales.  $\phi_t \leq \min\left(\frac{b_o}{10}; \phi_\ell; \frac{h}{35}\right)$  avec :  $\phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$b_o = 12 \text{ cm}$  : largeur de la section du béton.

$h = 20 \text{ cm}$  : hauteur de la section du béton.

$\phi_\ell = 1,2 \text{ cm}$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{12}{10}; 1,2; \frac{20}{35}\right) \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 2 \left( \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 0,565 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les cadres est comme suit :

Selon le BAEL91,

$$S_t \leq \min\left(0,9d; 40 \text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_o}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 47,08 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur une longueur  $l' = 2h = 40 \text{ cm}$  à partir de  $5 \text{ cm}$  du nu d'appui et  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée.

### C.7. Vérifications à l'ELU

#### C.7.1. Condition de non fragilité

Une poutre est considérée non fragile lorsque la section des armatures tendues, travaillant à la limite élastique, est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite. Pour une poutre de section rectangulaire (c'est notre cas) de largeur « b » en travée, de largeur «  $b_o$  » sur appui et de hauteur utile « d », comportant une armature tendue de section  $A_s$ , la condition de non fragilité à vérifier aussi bien en travée que sur appui est la suivante selon le BAEL 91 :

a) En travée :

$$A_{\min} = 0,23b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 1,51 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui :

$$A_{\min} = 0,23b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

### C.7.2. Vérification des contraintes tangentielles

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne ainsi que la fissuration est peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

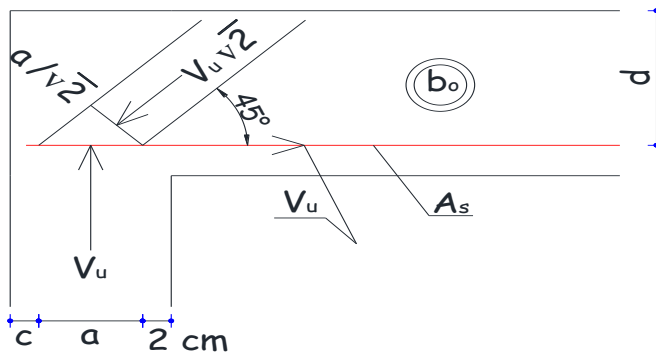
La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} = \frac{21,09 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,976 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

### C.7.3. Influence de l'effort tranchant aux appuis

Deux vérifications sont à effectuer au droit de l'appui : la section des armatures inférieures et la contrainte de pression dans la bielle d'about.

#### a) Influence sur le béton



Schémas illustrant la variation de l'influence de l'effort tranchant Sur le béton et l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_o \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b_o \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b_o f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Sur l'appui intermédiaire (appui N° 3) de notre poutre continue, nous allons vérifier si l'effort tranchant calculé à l'ELU (11,38 KN) n'est pas plus grand que l'effort que va donner  $V_u = 0,267 \times b_o \times a \times f_{c28}$  en considérant la valeur de  $a = 0,9d$  la plus défavorable. (BAEL91.A5.1.313)

$$V_u = 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 25 \times 10^3 = 129,76 \text{ KN} \gg 11,38 \text{ KN}.$$

### b) Influence sur les armatures inférieures

La force  $V_u \sqrt{2}$  aura toujours pour composante horizontale  $V_u$  ; mais à  $V_u$  s'opposera la résultante des compressions  $\frac{M_u}{z}$ .

- Si  $\frac{M_u}{z} > V_u$ , l'armature inférieure ne sera soumise à aucun effort de traction.

- Si  $\frac{M_u}{z} < V_u$ , la section d'armatures nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant ultime  $V_u$

doit vérifier selon le BAEL 91, la condition suivante :

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où  $M_u$  est le moment de continuité pouvant exister avec l'effort tranchant  $V_u$ .

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \right) = \left( \frac{1,15}{400} \right) \left( 11,38 \times 10^3 - \frac{4,623 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -49,32 \text{ mm}^2 < 0$$

Finalement, on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

### C.7.5. Vérification d'adhérence acier-béton

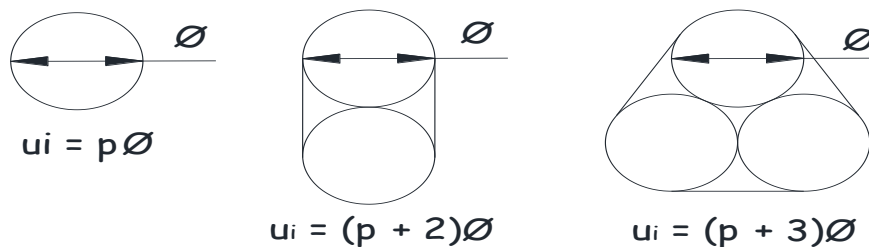
La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :  $A_s$  : section totale des armatures tendues. ( $A_s = 1,13 \times 2 = 2,26 \text{ cm}^2$ )

$A_{si}$  : Section d'un paquet de barres. (2 barres)

$u_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.



Les périmètres minimaux circonscrits

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s f_{t28}$  ; toutefois, cette justification ne s'impose en général que dans les cas suivants :

- paquets de trois barres.
- armatures en chapeaux des poutres continues soumises à des forces concentrées.

**A.N. :** le risque d'entraînement est au niveau de l'appui N°3.

$$\tau_{se} = \frac{11,38 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1,13 \times 2} \times \frac{1,13}{(3,14 + 2) \times 12} = 1,14 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa. (vérifier)}$$

### C.8. Vérifications à l'ELS

#### C.8.1. Détermination des charges

- Charges permanentes.....G = 5,19 x 0,60 = 3,114 KN/ml
- Charges d'exploitation.....Q = 1,5 x 0,60 = 0,90 KN/ml

#### C.8.2. Combinaison des charges

$$q_s = G + Q = 3,114 + 0,90 = 4,014 \text{ KN/ml}$$

#### C.8.3. Calcul des moments en travées et aux appuis

De la même manière qu'à l'ELU, c'est-à-dire, avec la méthode forfaitaire.

##### a) Travées (1-2) et (5-6)

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{4,014 \times 3^2}{8} = 4,516 \text{ KNm}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,667M_o = 0,667 \times 4,516 = 3,012 \text{ KNm}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3M_o = 0,3 \times 4,516 = 1,355 \text{ KNm}$$

$$M_{a2g} = M_{a5d} = 0,5M_o = 0,5 \times 4,516 = 2,258 \text{ KNm}$$

##### b) Travées (2-3) et (4-5)

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{4,014 \times 3,5^2}{8} = 6,146 \text{ KNm}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,617M_o = 0,617 \times 6,146 = 3,792 \text{ KNm}$$

$$M_{a2d} = M_{a5g} = 0,5M_o = 0,5 \times 6,146 = 3,073 \text{ KNm}$$

$$M_{a3g} = M_{a4d} = 0,4M_o = 0,4 \times 6,146 = 2,458 \text{ KNm}$$

##### c) Travée (3-4)

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{4,014 \times 4,1^2}{8} = 8,434 \text{ KNm}$$

$$M_{t(3-4)} = 0,667M_o = 0,667 \times 8,434 = 5,625 \text{ KNm}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 8,434 = 3,373 \text{ KNm}$$

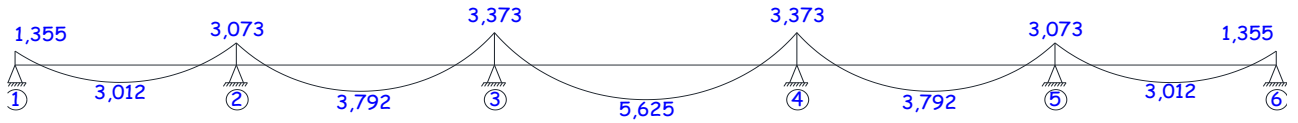


Diagramme des moments fléchissant KNm

#### C.8.4. Calcul des efforts tranchants

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre la discontinuité des différents éléments.

Dans les travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en considérant les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions (efforts tranchants) correspondant aux travées indépendantes de 15% s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées.

Dans notre cas, on doit majorer de 10% l'effort tranchant du 2<sup>ème</sup> et du 6<sup>ème</sup> appui. (BAEL91 R99)

##### a) Travées (1-2) et (5-6)

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{4,014 \times 3}{2} = 6,021 \text{ KN}$$

##### b) Travées (2-3) et (4-5)

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{4,014 \times 3,5}{2} = 7,024 \text{ KN}$$

##### c) Travées (3-4)

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{4,014 \times 4,1}{2} = 8,229 \text{ KN}$$

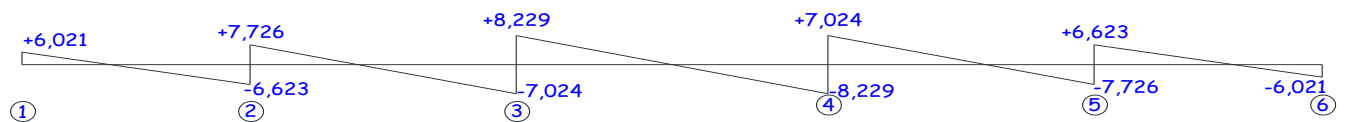


Diagramme des efforts tranchants KN

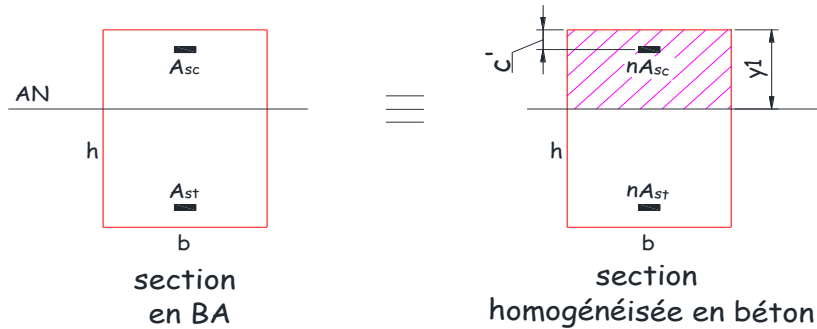
#### C.8.5. Vérifications à l'état limite de service

La contrainte maximale de compression du béton est limitée à l'ELS à  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ , et la contrainte des aciers est fonction du risque de fissuration qui est peu préjudiciable.

Étant données les sections (béton, aciers tendus et aciers comprimés) à l'ELU, on est tenu de vérifier si on ne risque pas de dépasser la contrainte admissible du béton et celle des aciers tendus ; ce dépassement est dû à la limitation des contraintes dans les aciers pour éviter la fissuration.

**- Vérification de l'état limite de compression du béton et de fissuration**

Pour ce faire, on doit d'abord homogénéiser la section en BA.



section homogène

Pour calculer la contrainte à un point quelconque M.

$$\sigma_M = \frac{M}{I} y_1$$

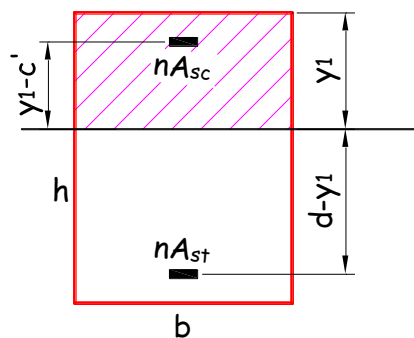
Pour calculer la valeur de  $y_1$ .

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

Pour calculer la valeur du moment d'inertie  $I$  de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc} (y_1 - c')^2 + nA_{st} (d - y_1)^2$$

Les points les plus sollicités sont comme suit :



On sait, qu'à l'ELS le diagramme des déformations est linéaire, et on a le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ .

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \varepsilon_{bc} \\ \sigma_{sc} = E_s \varepsilon_{sc} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{sc} = \frac{E_s}{E_b} \sigma_{bc}$$
 à la limite du contact entre l'acier et le béton d'où sont issues les formules ci-dessous.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

### a) l'axe neutre

On doit vérifier si l'axe neutre tombe dans la table de compression :

$$bh_o^2 + 30A_{sc}(h_o - c') - 30A_{st}(d - h_o) \geq 0$$

$$60 \times 4^2 + 30 \times 1,13(4 - 2) - 30 \times 1,51(18 - 4) = 393,6 \geq 0$$

Calcul de  $y_1$  :

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc}(y_1 - c') - nA_{st}(d - y_1) = 0$$

$$30y_1^2 + 39,6y_1 - 441,6 = 0$$

$$y_1 = 3,233 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

### b) Inertie

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc}(y_1 - c')^2 + nA_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 3,233^3}{3} + 15 \times 1,13(3,233 - 2)^2 + 15 \times 1,51(18 - 3,233)^2 = 5640,77 \text{ cm}^4$$

### c) Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{5,625 \times 10^6}{5640,77 \times 10^4} \times 32,33 = 3,22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

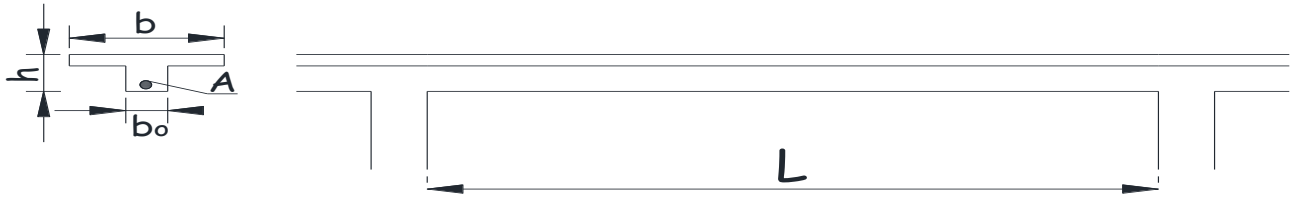
$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{5,625 \times 10^6}{5640,77 \times 10^4} (32,33 - 20) = 18,44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5,625 \times 10^6}{5640,77 \times 10^4} (180 - 32,33) = 220,88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

### - Vérification de l'état limite de déformation

1) Vérification de la nécessité du calcul de la flèche

On considère la plus longue travée de notre poutre définie par la figure ci-dessous :



### Dimensions de la section fléchie

- $L$  : Portée entre nus d'appuis.  
 $h$  : Hauteur totale de la section droite.  
 $M_o$  : Moment isostatique.  
 $M_t$  : Moment maximal en travée.  
 $A$  : Section de l'armature tendue correspondante.  
 $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

On pourra se dispenser du calcul des déformations si les conditions suivantes sont satisfaites (BAEL91.B.6.5):

- a)  $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0,0625$  on a  $\frac{20}{380} = 0,0526$  non vérifiée  
 b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0,0526 < \frac{1}{10} \frac{5,625}{8,434} = 0,066$  vérifiée  
 c)  $\frac{A}{b_o d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$  vérifiée

**Par conséquent, le calcul de la flèche est indispensable.**

2) Le calcul de la flèche

$$f_v = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_o d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,007$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) 0,007} = 5,769$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,307$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,007 \times 235,71 + 2,1} = 0,577$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_o d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,7 \rightarrow \beta_1 = 0,878$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,625 \times 10^6}{0,878 \times 180 \times 151} = 235,71 \text{ MPa}$$

$$V_1 = \frac{\sum S}{B_o} = \frac{b_o \frac{h^2}{2} + (b - b_o) \frac{h_o^2}{2} + 15A_{st}d}{(b_o h) + (b - b_o)h_o + 15A_{st}}$$

Avec :

$S$  : Somme des moments statiques par rapport à la fibre supérieure.

$B_o$  : Section homogénéisée.

$V_1$  : Distance de la fibre supérieure à l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{12 \frac{20^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,51 \times 18}{(12 \times 20) + (60 - 12)4 + 15 \times 1,51} = 7,02 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,98 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b_o}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(d - V_1)^2 + (b - b_o) \frac{h_o^3}{12} + (b - b_o)h_o(V_1 - \frac{h_o}{2})^2$$

$$I_o = \frac{12}{3}(7,02^3 + 12,98^3) + 15 \times 1,51(18 - 7,02)^2 + (60 - 12) \frac{4^3}{12} + (60 - 12)4(7,02 - \frac{4}{2})^2$$

$$I_o = 17956,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{I_o}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{17956,46 \times 10^4}{1 + 2,307 \times 0,577} = 7702,86 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721,4 \text{ MPa.}$$

$$f_v = \frac{5,625 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10721,4 \times 7702,86 \times 10^4} = 9,83 \text{ mm} \gg \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm.}$$

Par conséquent, on doit redimensionner la section du béton ou les sections d'aciers pour augmenter l'inertie et de ce fait réduire la flèche. Il est plus facile de redimensionner les sections des aciers, choisissons **3HA12 soit  $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$**

Vérification sous la nouvelle section d'acier :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_o d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) 0,0157} = 2,572$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,029$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 110,13 + 2,1} = 0,592$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_o d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \rightarrow \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,625 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 110,13 \text{ MPa}$$

$$V_1 = \frac{12 \frac{20^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18}{(12 \times 20) + (60 - 12) 4 + 15 \times 3,39} = 7,661 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,34 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_o}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_{st} (d - V_1)^2 + (b - b_o) \frac{h_o^3}{12} + (b - b_o) h_o \left(V_1 - \frac{h_o}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,66^3 + 12,34^3) + 15 \times 3,39 (18 - 7,66)^2 + (60 - 12) \frac{4^3}{12} + (60 - 12) 4 \left(7,6 - \frac{4}{2}\right)^2$$

$$I_0 = 21159,45 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,10 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,10 \times 21159,45 \times 10^4}{1 + 1,029 \times 0,592} = 14464,24 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721,4 \text{ MPa.}$$

$$f_v = \frac{5,625 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10721,4 \times 14464,24 \times 10^4} = 5,23 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm.}$$

Cette augmentation de la section des armatures tendue qui est due à la flèche, provoquera une variation des contraintes plus particulièrement à l'ELS, que nous devons vérifier.

#### a) Axe neutre

On doit vérifier si l'axe neutre tombe dans la table :

$$b h_o^2 + 30 A_{sc} (h_o - c') - 30 A_{st} (d - h_o) \geq 0$$

$$60 \times 4^2 + 30 \times 1,13 (4 - 2) - 30 \times 3,39 (18 - 4) = -396 < 0$$

La condition ci-dessus n'est pas vérifiée, donc l'axe neutre tombera dans la nervure.

Calcul de  $y_1$  :

$$b h_o \left(y_1 - \frac{h_o}{2}\right) + \frac{b_o (y_1 - h_o)^2}{2} + n A_{sc} (y_1 - c') - n A_{st} (d - y_1) = 0$$

$$6y_1^2 + 259,8y_1 - 1333,2 = 0$$

$$y_1 = 4,635 \text{ cm}$$

**b) Inertie**

$$I = \frac{bh_o^3}{12} + bh_o \left( y_1 - \frac{h_o}{2} \right)^2 + \frac{b_o(y_1 - h_o)^3}{3} + nA_{sc}(y_1 - c')^2 + nA_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4^3}{12} + 60 \times 4(4,635 - 2)^2 + \frac{12(4,635 - 4)^3}{3} + 15 \times 1,13(4,635 - 2)^2 + 15 \times 3,39(18 - 4,635)^2$$

$$I = 11188,07 \text{ cm}^4$$

**c) Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{5,625 \times 10^6}{11188,07 \times 10^4} \times 46,35 = 2,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{5,625 \times 10^6}{11188,07 \times 10^4} (46,35 - 20) = 19,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

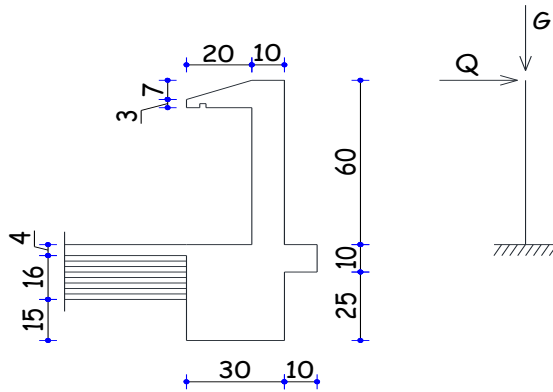
$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5,625 \times 10^6}{11188,07 \times 10^4} (180 - 46,35) = 100,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

### III.2.L'acrotère

#### III.2.1 Présentation

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau de la poutre du plancher terrasse, il est soumise à un effort normal dû à son poids propre  $G$  et à un moment fléchissant dû à une poussée latérale  $Q$  de la main courante.

La section de (1m x 0,10m) la plus dangereuse qui se situe à l'encastrement sera calculée en flexion composée.



Dimension de l'acrotère et schéma statique

#### III.2.2 Détermination des charges

- Poids propre de l'acrotère :  $G = (25 \times 0,6 \times 0,1) + \left( \frac{0,10 + 0,03}{2} \right) \times 0,20 \times 25 = 1,825 \text{ KN/m}$

- Effort horizontal :  $Q = 1 \text{ KN/m}$ .

#### III.2.3 Etude à l'ELU

##### A. Combinaison des charges

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,825 + 1,5 \times 0 = 2,464 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0) + 1,5 \times (1 \times 0,6) = 0,9 \text{ KNm}$$

##### B. L'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,464} = 0,365 \text{ m}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

Le centre de pression est en dehors de la section des armatures et comme  $N_u$  est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

##### C. Calcul des armatures

$$M_{fu} = N_u \left[ e + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 2,464 \left[ 0,36 + \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,961 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{fu}}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{0,961 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_{fs}^{Mf} = \frac{M_{fu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,961 \times 10^5}{0,995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,347 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s^{Nu} = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{2,464 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,071 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{st} = A_{fs}^{Mf} - A_s^{Nu} = 0,347 - 0,071 = 0,276 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit :  $5HA8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$  avec  $e = 25 \text{ cm}$

### Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 15 \text{ cm.}$$

### III.2.4. Les vérifications à l'ELU :

#### a. La contrainte tangentielle

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91(A.5.1.211) nous recommande :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ (vérifier) avec } V_u = 1,5Q$$

#### b. Vérification vis-à-vis de l'entraînement (BAEL91.A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i}$$

Avec :

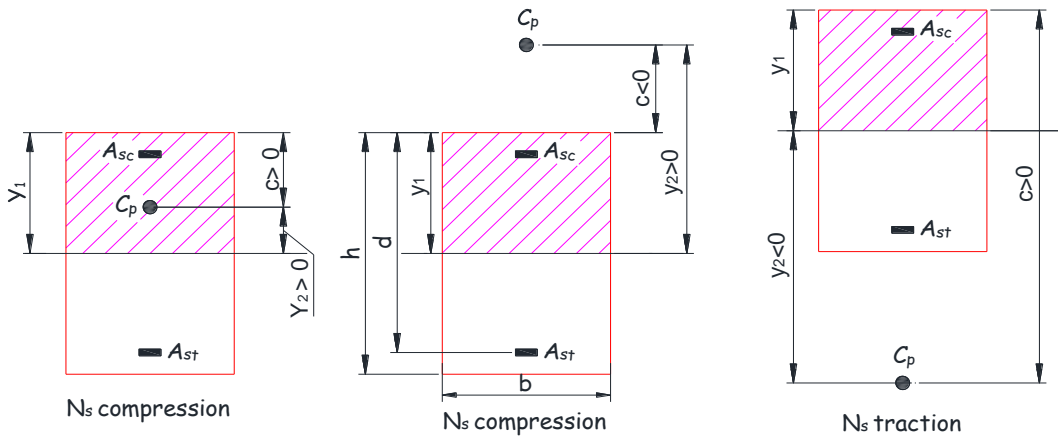
$u_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s f_{t28}$ .

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 3,14 \times 8 \times 5} = 0,166 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa (vérifié)}$$

### III.2.5. Vérification à l'ELS

#### - L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures



Position de l'axe neutre à l'ELS en flexion composée

#### Combinaison des charges

$$N_s = G + Q = 1,825 + 0 = 1,825 \text{ KN}$$

$$M_s = G + Q = 0 + (1 \times 0,6) = 0,6 \text{ KNm}$$

#### L'excentricité

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,825} = 0,328 \text{ m}$$

$$c = e_s - \frac{h}{2} = 32,8 - \frac{10}{2} = 27,8 \text{ cm}$$

$c$  : Distance entre le centre de pression  $C_p$  et l'arête la plus comprimée.

$$e_s > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

Le centre de pression est en dehors de la section des armatures et comme  $N_s$  est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

#### A. Condition de non fragilité

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right) bd = 0,23 \frac{2,1}{400} \left( \frac{32,8 - 0,455 \times 8}{32,8 - 0,185 \times 8} \right) 100 \times 8 = 0,899 \text{ cm}^2$$

On constate que la section adoptée est supérieur à la section de C.N.F.

Soit :  $5HA8/ml = 2,51 \text{ cm}^2$  avec  $e = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 15 \text{ cm.}$$

**B.** L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = \min(266,67 ; \max(200 ; 201,63))$$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour HA

**b1-Pour l'acier :**

$$\text{On a } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,31 \Rightarrow K_1 = 41,82$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,82} = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,912$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,912 \times 80 \times 2,51 \times 10^2} = 32,76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 32,76 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad (\text{Vérfiée})$$

**b2- pour le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,024 \times 32,76 = 0,78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,78 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{Vérfiée})$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées, donc notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

**III.2.6. Vérification vis-à-vis du séisme :**

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale selon la formule donné par l'RPA :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

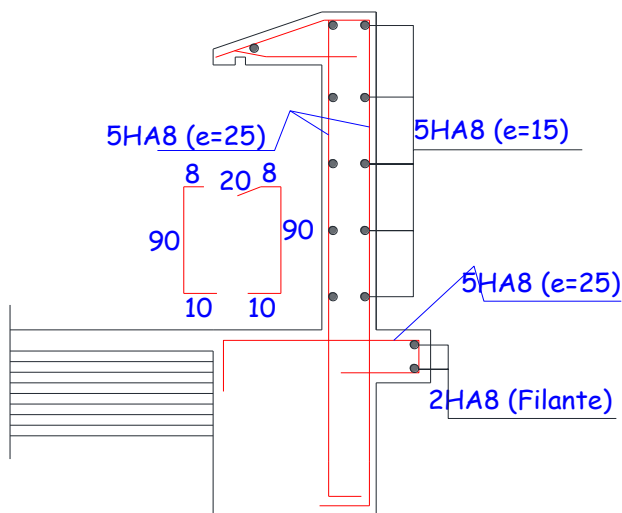
$A = 0,15$  : Coefficient d'accélération de zone.

$C_p = 0,8$  : Facteur de force horizontale.

$W_p = 1,825$  KN : poids de l'élément considéré.

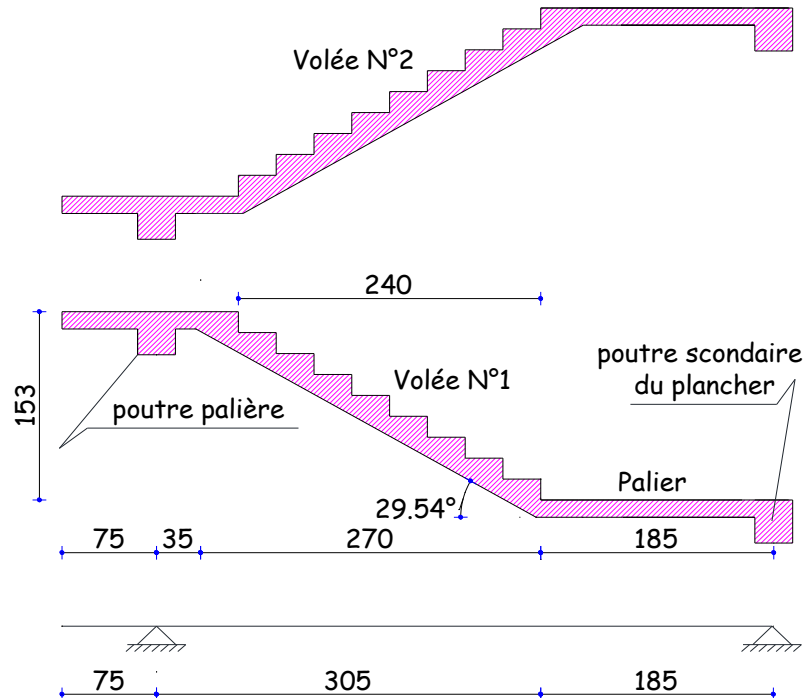
D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,825 = 0,876 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN.}$$

**III.2.7. Le plan de ferrailage de l'acrotère**

### III.3. Les escaliers

L'étude de notre escalier sera faite, en considérant (1,30 m), en transformant la paillasse inclinée et les paliers en poutre équivalente horizontale reposant sur deux appuis simples (voir figure ci-dessous).



Dimensions des volées

#### III.3.1. Dimensionnement

##### A. La hauteur et le giron des marches et contremarches

$h$  : Hauteur de la contremarche.

$g$  : Giron de la marche.

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

$$g + 2h \approx 64 \text{ cm}$$

Compte tenu de la hauteur d'étage (3,06 m) imposée par l'architecte et des formules ci-dessus, la hauteur la plus convenable est  $h = 17 \text{ cm}$  avec  $2n = 18$  (nombre de hauteurs des deux volées).

Compte tenu de la portée horizontale de la paillasse (2,70 m) et des formules ci-dessus,

$$g = \frac{L}{n} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm.}$$

##### B. Les paillasses et les paliers

- Notre paillasse est sous forme d'une dalle pleine reposant sur deux appuis ; son épaisseur est donnée par :

$$\frac{\ell_o}{30} \leq e \leq \frac{\ell_o}{20}$$

$$\ell_o = \frac{9 \times 30}{\cos \alpha} + 35 + 185$$

$$tg \alpha = \frac{153}{270} = 0,566 \text{ Donc } \alpha = 29,54^\circ$$

$$\frac{\ell_o}{30} \leq e \leq \frac{\ell_o}{20} \Leftrightarrow \frac{530,34}{30} \leq e \leq \frac{530,34}{20} \Leftrightarrow 17,67 \text{ cm} \leq e \leq 26,51 \text{ cm} \Rightarrow e = 18 \text{ cm.}$$

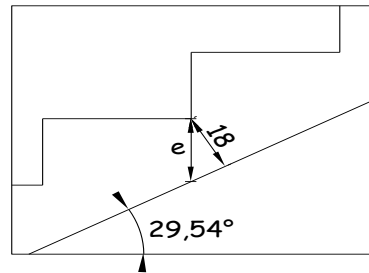
- Les paliers auront la même épaisseur que la paillasse  $e=18 \text{ cm}$ .

L'épaisseur de la console sera  $e=15 \text{ cm}$

### III.3.2. Détermination des charges et des surcharges

#### A. Charges permanentes

##### a) Paillasse



Pente du volée

$$e = \frac{0,18}{\cos(29,54)} = 0,207 \text{ m.}$$

- poids propre de la paillasse :  $P_p = 0,207 \times 1,30 \times 25 = 6,727 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre des marches :  $P_m = \frac{0,17}{2} \times 1,30 \times 22 = 2,431 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 1,30 = 1,105 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre d'enduit de mortier de ciment 1cm :  $P_e = 0,18 \times 1,30 = 0,234 \text{ KN/ml}$ .

- garde corps en maçonnerie et colonne montante :  $P_{m\grave{c}} = 0,90 \times 0,95 = 0,855 \text{ KN/m}$ .

$$G = P_p + P_m + P_r + P_{m\grave{c}} + p_e = 11,352 \text{ KN/ml.}$$

##### b) Palier

- poids propre du palier :  $P_p = 0,18 \times 1,30 \times 25 = 5,85 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 1,30 = 1,105 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre d'enduit de mortier de ciment (1cm) :  $P_e = 0,18 \times 1,30 = 0,234 \text{ KN/ml}$ .

$$G = P_p + P_r + p_e = 7,189 \text{ KN/ml.}$$

##### c) Console

- poids propre de la console :  $P_p = 0,15 \times 1,30 \times 25 = 4,875 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 1,30 = 1,105 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre d'enduit de mortier de ciment 1cm :  $P_e = 0,18 \times 1,30 = 0,234 \text{ KN/ml}$ .

- poids propre du mur extérieur :  $P_{m\grave{c}} = 1,80 \times 1,30 \times 2,91 = 6,81 \text{ KN}$ .

$$G = P_p + P_r + P_e = 4,589 \text{ KN/ml.}$$

$$G' = P_{m\grave{c}} = 6,81 \text{ KN.}$$

**B. Charges d'exploitations**

La charge d'exploitation est constante sur les trois éléments et égale à :

$$Q = 2,5 \times 1,30 = 3,25 \text{ KN/ml.}$$

**III.3.3. Étude à l'ELU****A. Combinaison des charges****a) Paillasse**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11,325 + 1,5 \times 3,25 = 20,164 \text{ KN/ml.}$$

**b) Palier**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,189 + 1,5 \times 3,25 = 14,58 \text{ KN/ml.}$$

**c) Console**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,589 + 1,5 \times 3,25 = 11,07 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 6,81 = 9,19 \text{ KN.}$$

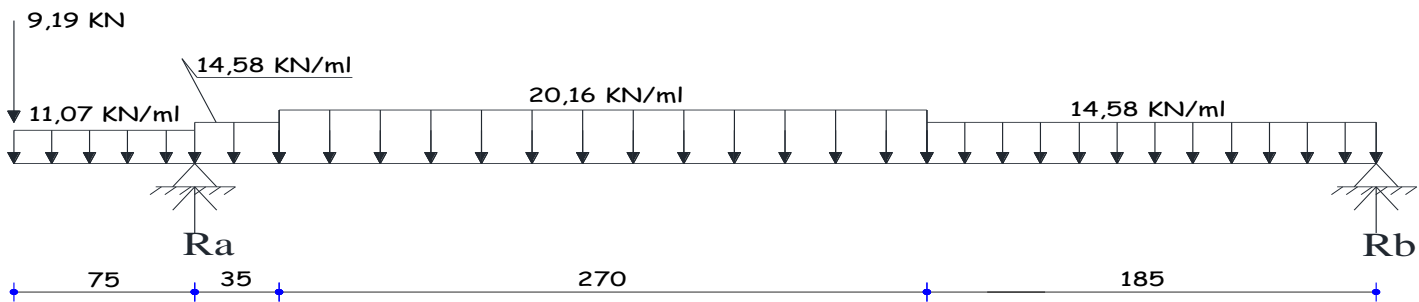
**B. Calcul des sollicitations**

Schéma des charges

**a) Calcul des réactions d'appuis :  $R_a$  et  $R_b$** 

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - 104,01 = 0$$

$$\sum M/b = 0$$

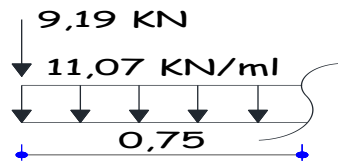
$$(-9,19 \times 5,65) + (-11,07 \times 0,75 \times 5,275) + R_a \times 4,9 + (-14,58 \times 0,35 \times 4,725) + (20,16 \times 2,7 \times 3,2) + (-14,58 \times 1,85 \times 0,925) = 0$$

$$R_a = 65,09 \text{ KN}$$

$$R_b = 38,92 \text{ KN}$$

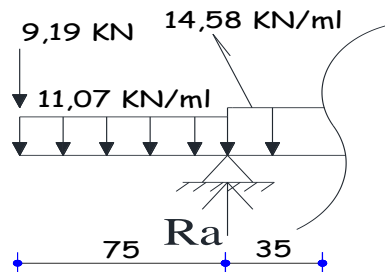
En utilisant la méthode de R.D.M. pour la détermination des sollicitations d'une poutre isostatique, on obtient les équations des sollicitations par rapport à l'appui de droite :

## b) Calcul des efforts internes

 $0 \leq x \leq 0,75m$ 

$$T(x) = -9,19 - 11,07(x) \quad T(0) = -9,19 \text{ KN} \quad T(0,75) = 17,49 \text{ KN}$$

$$M(x) = -9,19x - 11,07 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0 \quad M(0,75) = -10,01 \text{ KNm}$$

 $0,75 \leq x \leq 1,1m$ 

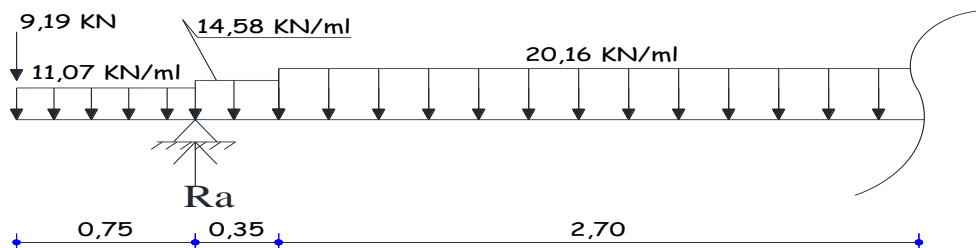
$$T(x) = -9,19 - (11,07 \times 0,75) + R_a - 14,58(x - 0,75)$$

$$T(0,75) = 47,6 \text{ KN} \quad T(1,1) = 42,49 \text{ KN}$$

$$M(x) = -9,19x - 11,07 \times 0,75 \left(x - \frac{0,75}{2}\right) + 65,09(x - 0,75) - 14,58(x - 0,75) \left(\frac{x - 0,75}{2}\right)$$

$$M(0,75) = -10,01 \text{ KNm}$$

$$M(1,1) = 5,76 \text{ KNm}$$

 $1,1 \leq x \leq 3,8m$ 

$$T(x) = 47,6 - 14,58 \times 0,35 - 20,16(x - 1,1)$$

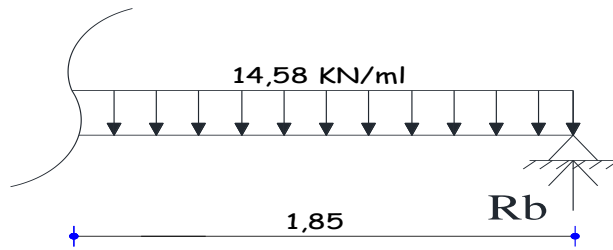
$$T(1,1) = 42,5 \text{ KN} \quad T(3,8) = -11,94 \text{ KN}$$

$$M(x) = -9,19x - 11,07 \times 0,75 \left(x - \frac{0,75}{2}\right) + 65,09(x - 0,75) - 14,58$$

$$\times 0,35 \left(x - 0,75 - \frac{0,35}{2}\right) - 20,164(x - 1,1) \left(\frac{x - 1,1}{2}\right)$$

$$M(1,1) = 5,76 \text{KNm} \quad M(3,8) = 47,05 \text{KNm}$$

$$0 \leq x \leq 1,85 \text{m}$$



$$T(x) = -38,92 + 14,58(x)$$

$$T(0) = -38,92 \text{ KN} \quad T(1,85) = -11,94 \text{ KN}$$

$$M(x) = 38,92x - 14,58 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \quad M(1,85) = 47,05 \text{KNm}$$

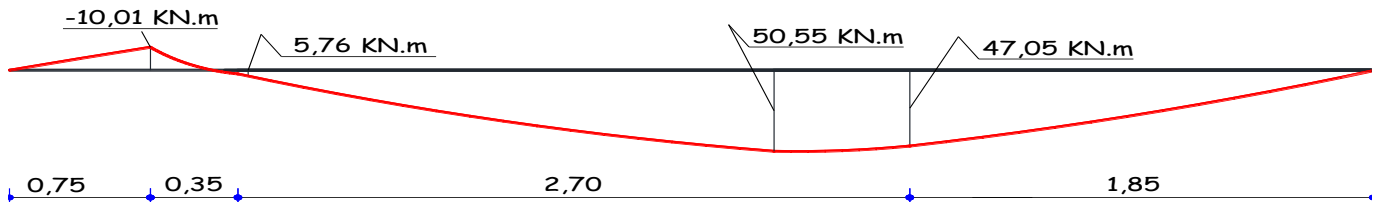


Diagramme du moment fléchissant

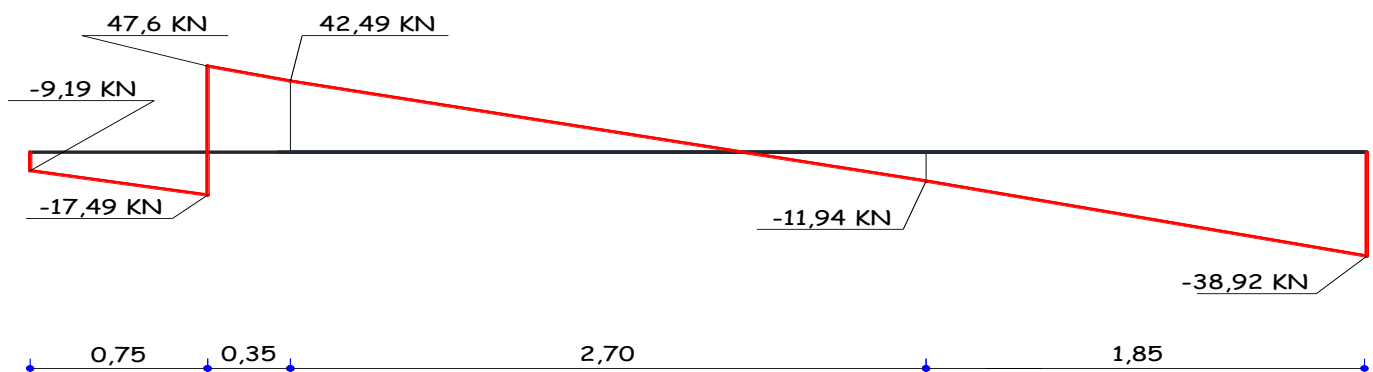


Diagramme des efforts tranchants

### c) Calcul du moment max ( $M_{\max}$ )

On voit que le moment max est entre 1,1m et 3,8m

$$T(x) = 42,49 - 20,16(x - 1,1) = 0$$

$$X = 3,2m$$

Puis on remplace dans l'équation du moment on aura :  $M_{\max} = 50,55 \text{ KNm}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients multiplicateurs pour le moment au niveau de l'appui ( $M = 0,3M_{\max}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{\max}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :

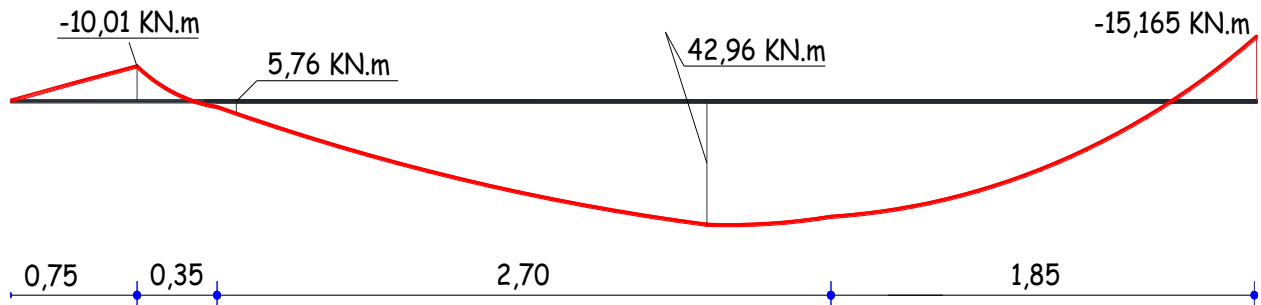
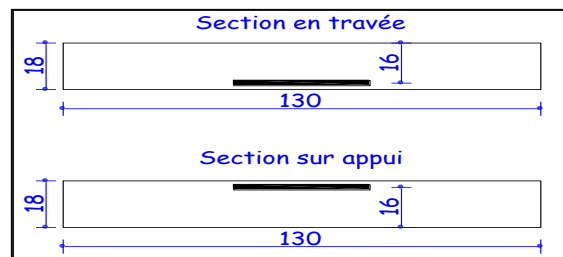


Diagramme des moments fléchissant après correction

### C. Calcul des armatures



#### a) En travée

- Le moment maximum en travée est :

$$M_{t_{\max}} = 42,96 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{42,96 \times 10^6}{1300 \times 160^2 \times 14,2} = 0,09 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour  $\mu = 0,09 \Rightarrow \beta = 0,953$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{42,96 \times 10^5}{0,953 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 8,09 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7\text{HA}14 = 10,77 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

### b) Sur appui

- Le moment maximum sur appui est

$$M_{t \max} = 15,165 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15,165 \times 10^6}{1300 \times 160^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

Pour  $\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{15,165 \times 10^5}{0,984 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 2,76 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7\text{HA}8 = 3,52 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

### c) Armatures de répartition

- Sur appuis :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Leftrightarrow 0,88 \leq A_r \leq 1,76 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 23 \text{ cm.}$$

- En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Leftrightarrow 2,69 \leq A_r \leq 5,38 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } e = 20 \text{ cm.}$$

## III.3.4. Vérifications à l'ELU

### A. Condition de non fragilité

a) En travée

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,51 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 10,77 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,51 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3,52 \text{ cm}^2$$

### B. Contrainte tangentielle

La fissuration est peu préjudiciable et les barres sont droites à 90°. (BAEL / A.4.2.1)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47,6 \times 10^3}{1300 \times 160} = 0,228 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

**C. Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures****a) Influence sur le béton (BAEL91.A5.1.313)**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_o \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b_o \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b_o f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Au niveau de la poutre palière, l'effort tranchant est maximal et vaut (65,09 KN) n'est pas plus grand que l'effort que va donner  $V_u = 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$  en considérant la valeur de  $a = 0,9d$  la plus défavorable.

$$V_u = 0,267 \times 1,30 \times 0,9 \times 0,16 \times 25 \times 10^3 = 1249,56 \text{ KN} \gg 65,09 \text{ KN.}$$

**b) Influence sur les armatures inférieures**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0,9d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0,9d} \right| \right) = \left( \frac{1,15}{400} \right) \left( 65,09 \times 10^3 - \frac{10,01 \times 10^6}{0,9 \times 160} \right) = -12,72$$

Finalement, on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**D. Vérification de la condition de non-écrasement du béton (BAEL 91.A.6.1.252)**

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 0,8 = 4,4 \text{ cm} : \text{pour les barres à haute adhérence.}$$

Dans toute partie courbe de barre, de diamètre  $\phi$ , le rayon moyen  $r$  de courbure doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$$e_r = 2 \text{ cm} : \text{distance du centre de courbure à la paroi.}$$

$$\underline{\text{A.N.}} : \frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Leftrightarrow \frac{4,4}{0,8} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{0,8}{2} \right) 1 \frac{400}{25} \Leftrightarrow 5,5 \geq 4,48 \text{ (vérifier)}$$

**E. Entraînement des armatures (BAEL91.A.6.1.3)**

Le risque d'entraînement est au niveau des appuis.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \Sigma u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{65,09 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times \pi \times 7 \times 8} = 2,57 \text{ MPa} < \tau_{seu} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

**III.3.5. Étude à l'ELS****A. Combinaison des charges**

## a) Paillasse

$$q_s = G + Q = 11,352 + 3,25 = 14,6 \text{ KN/ml.}$$

## b) Palier

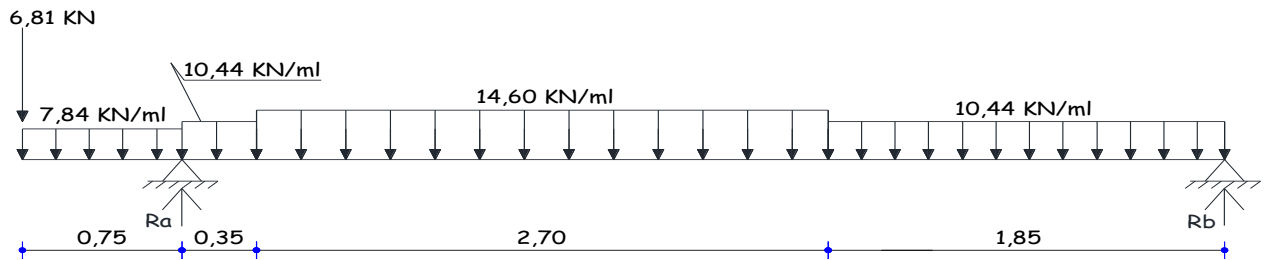
$$q_s = G + Q = 7,189 + 3,25 = 10,44 \text{ KN/ml.}$$

## c) Console

$$q_s = G + Q = 4,589 + 3,25 = 7,84 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = G = 10,413 = 6,81 \text{ KN.}$$

## B. Calcul des sollicitations



Schémas des charges

a) Calcul des réactions d'appuis :  $R_a$  et  $R_b$ 

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - 75,08 = 0$$

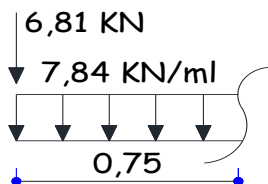
$$\sum M/b = 0$$

$$(-6,81 \times 5,65) + (-7,84 \times 0,75 \times 5,275) + (-10,44 \times 0,35 \times 4,725) + R_a \cdot 4,9 + (-14,602 \times 2,7 \times 3,2) + (-10,44 \times 1,85 \times 0,925) = 0$$

$$R_a = 47,09 \text{ KN} \text{ donc } R_b = 27,98 \text{ KN}$$

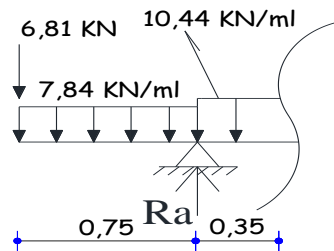
## b) Calcul des efforts internes

$$0 \leq x \leq 0,75$$



$$T(x) = -6,81 - 7,84(x) \quad T(0) = -6,81 \text{ KN} \quad T(0,75) = -12,69 \text{ KN}$$

$$M(x) = -6,81x - 7,84 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0 \quad M(0,75) = -7,31 \text{ KNm}$$

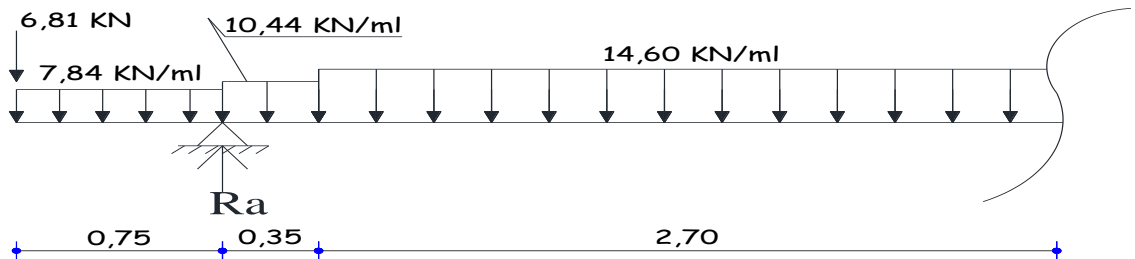
**0,75 ≤ x ≤ 1,1**

$$T(x) = -6,81 - (7,84 \times 0,75) + 47,1 - 10,44(x - 0,75)$$

$$T(0,75) = 34,41 \text{ KN} \quad T(1,1) = 30,76 \text{ KN}$$

$$M(x) = -6,81x - 7,84 \times 0,75 \left( x - \frac{0,75}{2} \right) + 47,1(x - 0,75) - 10,44(x - 0,75) \left( \frac{x - 0,75}{2} \right)$$

$$M(0,75) = -7,31 \text{ KNm} \quad M(1,1) = 4,09 \text{ KNm}$$

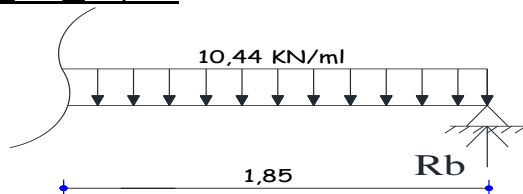
**1,1 ≤ x ≤ 3,8**

$$T(x) = 34,41 - 10,44 \times 0,35 - 14,6(x - 1,1)$$

$$T(1,1) = 30,76 \text{ KN} \quad T(3,8) = -8,66 \text{ KN}$$

$$M(x) = -6,81x - 7,84 \times 0,75 \left( x - \frac{0,75}{2} \right) + 47,1(x - 0,75) - 10,44 \times 0,35 \left( x - 0,75 - \frac{0,35}{2} \right) - 14,6(x - 1,1) \left( \frac{x - 1,1}{2} \right)$$

$$M(1,1) = 4,09 \text{ KNm} \quad M(3,8) = 33,88 \text{ KNm}$$

**0 ≤ x ≤ 1,85**

$$T(x) = -27,99 + 10,44(x)$$

$$T(0) = -27,99 \text{ KN} \quad T(1,85) = -8,67 \text{ KN}$$

$$M(x) = 27,99x - 10,44 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \quad M(1,85) = 33,88 \text{ KNm}$$

$M_{\max} = ?$

On a  $T(x)=0$  entre 1,1 et 3,8m donc

$$34,41 - 10,44x - 0,35 - 14,6(x-1,1) = 0$$

On aura  $X = 3,2\text{m}$

En remplaçant dans l'équation du moment on aura

$M_{\max} = 36,46 \text{ KNm}$

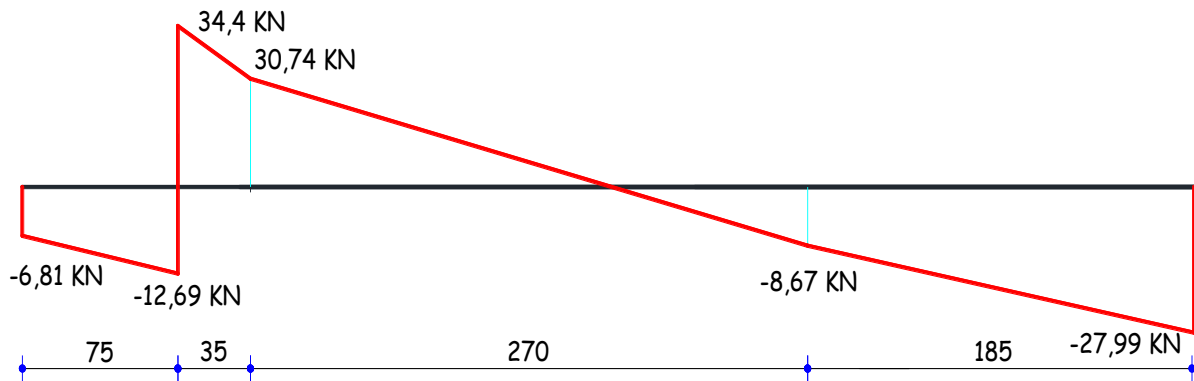


Diagramme des efforts tranchants

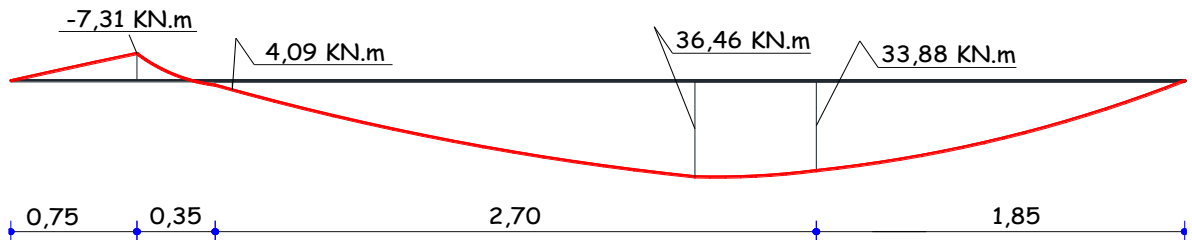


Diagramme initial des moments fléchissant

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients multiplicateurs pour le moment au niveau de l'appui ( $M = 0,3M_{\max}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{\max}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :

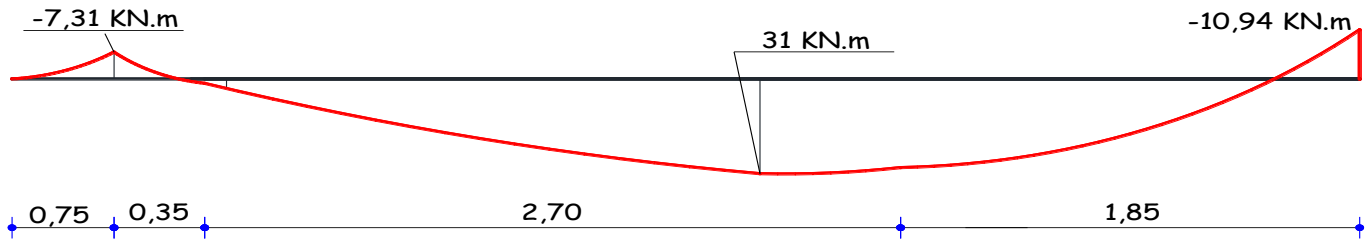
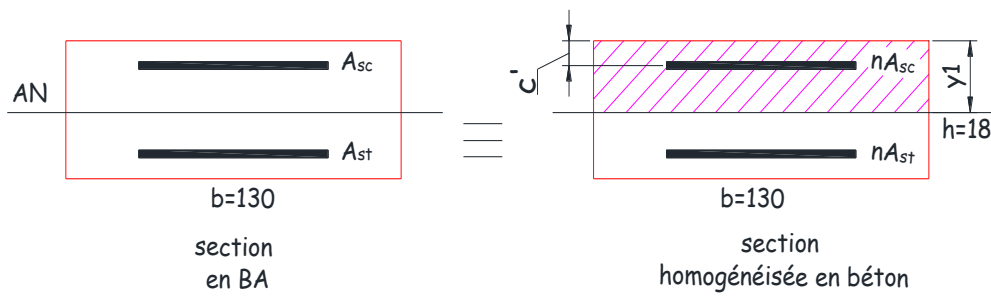


Diagramme des moments après correction

### III.3.6. Vérifications à l'ELS

#### A. L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures

Pour ce faire, on doit d'abord homogénéiser la section en BA.



Section homogène

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

#### a) l'axe neutre

Calcul de  $y_1$  :

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

$$65y_1^2 + 214,35y_1 - 2690,4 = 0$$

$$y_1 = 4,99 \text{ cm}$$

**b) Inertie**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc}(y_1 - c')^2 + nA_{st}(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{130 \times 4,99^3}{3} + 15 \times 3,52(4,99 - 2)^2 + 15 \times 10,77(16 - 4,99)^2 = 25439,37 \text{ cm}^4$$

**c) Contraintes**

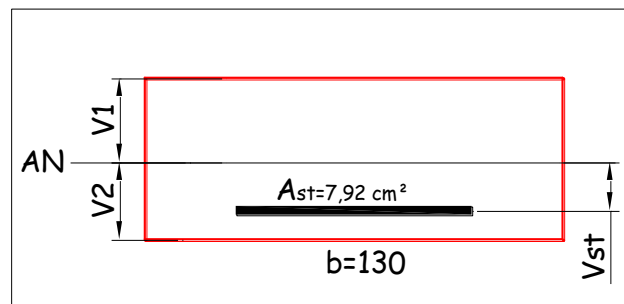
$$\sigma_{bc} = \frac{31 \times 10^6}{25439,37 \times 10^4} \times 49,9 = 6,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{31 \times 10^6}{25439,37 \times 10^4} (160 - 49,9) = 201,25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{31 \times 10^6}{25439,37 \times 10^4} (49,9 - 20) = 54,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

**B. L'état limite de déformation**

$$f_v = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$



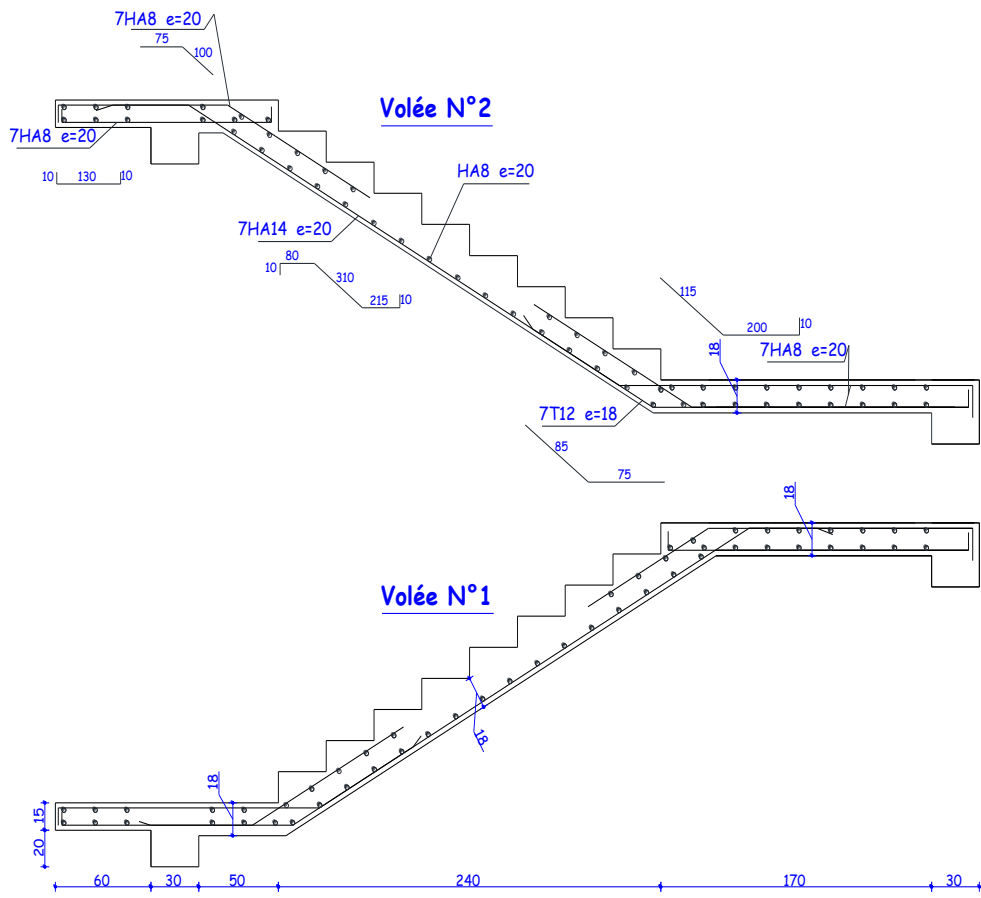
$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st} \times d}{bh + 15A_{st}} = \frac{\frac{130 \times 18^2}{2} + 15 \times 10,77 \times 16}{130 \times 18 + 15 \times 10,77} = 9,45 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,45 = 8,55 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_{st})^2 = \frac{130}{3}[(9,45)^3 + (8,55)^3] + 15 \times 10,77(8,55 - 2)^2 = 70584,74 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{31 \times 10^5 (490)^2}{10 \times 10818,86 \times 10^2 \times 70584,74} = 0,97 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ cm}$$



### III.4. poutre palière

La poutre palière est un élément de la structure supportant l'escalier, elle est encadrée à mi-hauteur des poteaux.

#### III.4.1. Pré dimensionnement

##### a) hauteur

$L = 380$  cm : portée de la poutre.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Leftrightarrow 25,33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

Selon le RPA99,  $h \geq 30$  cm.

On adopte  $h = 35$  cm.

##### b) largeur

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Selon le RPA99,  $\begin{cases} b \geq 20 \\ h/b \leq 4 \end{cases}$

Vue l'importance de la portée et de l'épaisseur de notre escalier, on prend la largeur  $b = 30$  cm.

#### III.4.2. Détermination des charges

a) Poids propre de la poutre :  $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625$  KN/ml.

Surcharge sur la poutre  $Q = 0,3 \times 2,5 = 0,75$  KN/ml

b) pailleasse

- poids propre de la pailleasse :

$$P_p = 0,207 \times 1,30 \times 25 = 6,727 \text{ KN/ml.}$$

- poids propre des marches :

$$P_m = \frac{0,17}{2} \times 1,30 \times 22 = 2,431 \text{ KN/ml.}$$

- poids propre du revêtement :

$$P_r = 0,85 \times 1,30 = 1,105 \text{ KN/ml.}$$

- poids propre d'enduit de mortier de ciment 1cm :  $P_e = 0,18 \times 1,30 = 0,234$  KN/ml.

- garde-corps en maçonnerie :

$$P_{m\grave{c}} = 0,90 \times 0,95 = 0,855 \text{ KN/m.}$$

$$G = P_p + P_m + P_r + P_{m\grave{c}} + P_e = 11,352 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,3 \times 2,5 = 3,25 \text{ KN/ml}$$

c) Palier (partie avant la poutre) :

- poids propre du palier :  $P_p = 0,18 \times 0,50 \times 25 = 2,25$  KN/ml.

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 0,50 = 0,425$  KN/ml.

- poids propre d'enduit de mortier de ciment 1cm :  $P_e = 0,18 \times 0,5 = 0,09$  KN/ml

$$G = P_p + P_r + P_{m\grave{c}} = 2,765 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ KN/ml}$$

d) Console :

- poids propre de la console :  $P_p = 0,15 \times 0,60 \times 25 = 2,25$  KN/ml.

- poids propre du revêtement :  $P_r = 0,85 \times 0,6 = 0,51$  KN/ml.

- poids propre d'enduit de mortier de ciment 1cm :  $P_e = 0,18 \times 0,6 = 0,108$  KN/ml

- poids propre du mur extérieur :  $P_{m\grave{c}} = 1,80 \times 2,91 = 5,24 \text{ KN/ml}$

$$G = P_p + P_r + P_{m\grave{c}} + P_e = 8,108 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,6 \times 2,5 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

### III.4.3. Etude à l'ELU

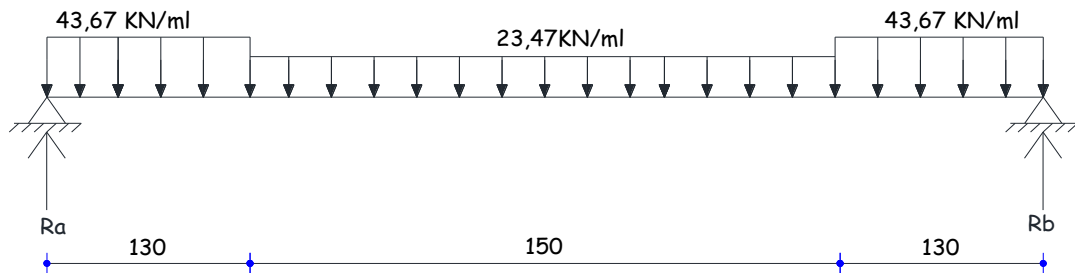
#### A. Détermination des sollicitations

Charge répartie (console, palier, poutre)

$$q_u^R = 1,35(2,625 + 2,765 + 8,108) + 1,5(0,75 + 1,25 + 1,5) = 23,47 \text{ KN/ml.}$$

Charge de la paillasse (1,3m)

$$q_u^P = 1,35(11,352) + 1,5(3,25) = 20,2 \text{ KN/ml.}$$



Chargement a l'ELU

#### Calcul des réactions d'appuis : $R_a$ et $R_b$

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - 148,74 = 0$$

$$\sum M/b = 0$$

$$R_a \times 4,1 - (43,67 \times 1,3) \times 3,45 - (23,47 \times 1,5) \times 2,05 - (43,67 \times 1,3) \times 0,65 = 0$$

$$R_a = 74,37 \text{ KN}$$

$$R_b = 74,37 \text{ KN}$$

En utilisant la méthode de R.D.M. pour la détermination des sollicitations d'une poutre isostatique, on obtient les équations des sollicitations par rapport à l'appui de droite :

#### B) Calcul des efforts internes

##### $0 \leq x \leq 1,3m$

$$T(x) = 74,37 - 43,67(x) \quad T(0) = 74,37 \text{ KN} \quad T(1,3) = 17,6 \text{ KN}$$

$$M(x) = 74,37x - 43,67 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0 \quad M(1,3) = 59,78 \text{ KNm}$$

**1.3 ≤ x ≤ 2.05**

$$T(x) = 74,37 - 43,67(1,3) - 23,47(x - 1,3)$$

$$T(1,3) = 17,6 \text{ KN} \quad T(2,05) = 0 \text{ KN}$$

$$M(x) = 74,37(x) - 43,67(1,3)\left(x - \frac{1,3}{2}\right) - 23,47(x - 1,3)\left(\frac{x - 1,3}{2}\right)$$

$$M(1,3) = 59,78 \text{ KNm} \quad M(2,05) = 66,38 \text{ KNm}$$

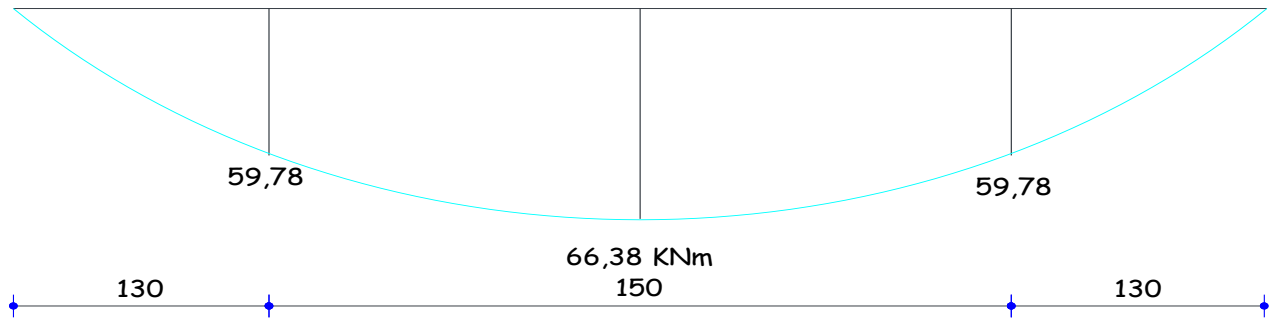


Diagramme initial des moments fléchissants [KN.m]

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients multiplicateurs pour le moment au niveau de l'appui ( $M = 0,3M_{\text{max}}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{\text{max}}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :

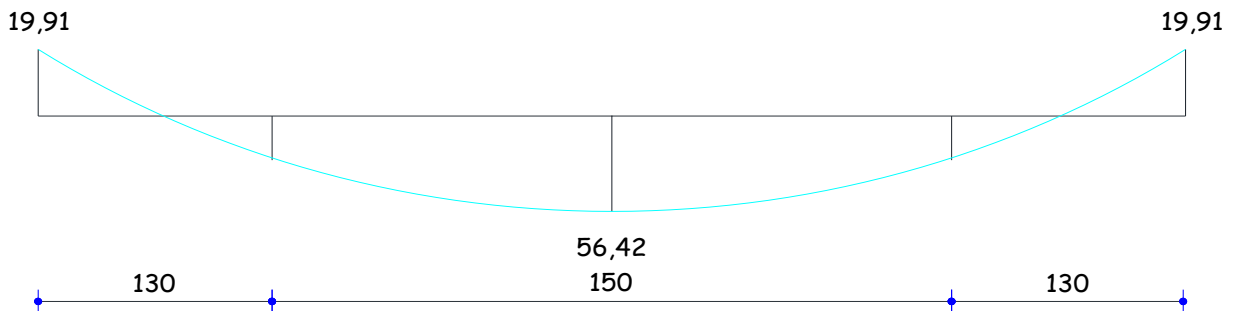


Diagramme final des moments fléchissant [KN.m]

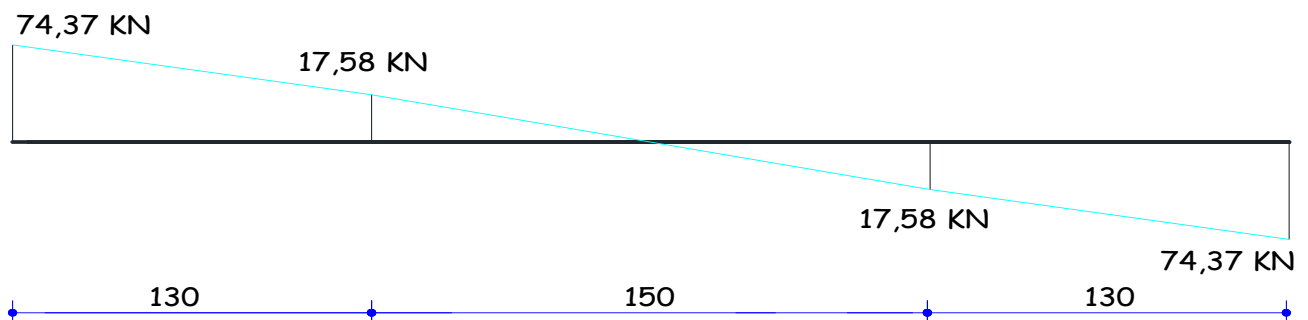


Diagramme des efforts tranchants

**B. Calcul des armatures****a) En travée**

- Le moment maximum en travée est  $M_{\max} = 56,42 \text{ KNm}$

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{56,42 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,122 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour  $\mu = 0,122 \Rightarrow \beta = 0,935$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{56,42 \times 10^5}{0,935 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

**b) Sur appui**

- Le moment maximum sur appui est

$$M_{a\max} = 19,91 \text{ KN.m}$$

- Calcul du coefficient

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19,91 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

Pour  $\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{19,91 \times 10^5}{0,979 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 1,77 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

**c) Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}; \phi_\ell; \frac{h}{35}\right) \text{ avec } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$b = 30 \text{ cm}$  : largeur de la section du béton.

$h = 35 \text{ cm}$  : hauteur de la section du béton.

$\phi_\ell = 1,6 \text{ cm}$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{10}; 1,6; \frac{35}{35}\right) = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4 \left( \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 4 \left( \frac{\pi \times 0,8^2}{4} \right) = 2,009 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les cadres est comme suit :

Selon le BAEL91,

$$S_t \leq \min\left(0,9d; 40 \text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}\right) = (29,7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 66,96 \text{ cm})$$

D'après l RPA (7.4.2.2) l'espacement entre les armatures transversal est comme suite :

-dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi; 15\text{cm})$

-dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi$

Soit  $S_t = 10\text{cm}$  sur  $l' = 2h = 70\text{ cm}$  à partir de  $5\text{ cm}$  du nu d'appui et  $S_t = 15\text{ cm}$  en travée.

### III.4.4. Vérifications à l'ELU

#### A. Condition de non fragilité

a) En travée

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2\text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 6,03\text{ cm}^2$$

b) Sur appui

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2\text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3,39\text{ cm}^2$$

#### B. Contrainte tangentielle

Fissuration peu préjudiciable et les cadres à  $90^\circ$ .

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{74,37 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,751\text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

#### C. Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures

a) Influence sur le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Nous allons vérifier si l'effort tranchant calculé à l'ELU ( $V_u = 74,09\text{ KN}$ ) n'est pas plus grand que l'effort que va donner  $V_u = 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$  en considérant la valeur de  $a = 0,9d$  la plus défavorable.

$$V_u = 0,267 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,33 \times 25 \times 10^3 = 594,74\text{ KN} \gg 74,37\text{ KN}.$$

b) Influence sur les armatures inférieures

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e}\right) \left(V_u - \left|\frac{M_u}{0,9d}\right|\right) = \left(\frac{1,15}{400}\right) \left(74,37 \times 10^3 - \frac{19,91 \times 10^6}{0,9 \times 330}\right) = 0,21\text{ cm}^2$$

Finalement, on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**D. Vérification de la condition de non écrasement du béton**

$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6$  cm : pour les barres à haute adhérence.

$\theta = 90^\circ$  : Ancrage droit.

$$\ell_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times (0,6 \times \psi_s \times f_{t28})} = 42,32 \text{ cm.}$$

$$\alpha = e^{\theta \times \theta} = 1,87$$

$$\beta = \frac{e^{\theta \times \theta} - 1}{\theta} = 2,18$$

$$L_1 = ?$$

$$L_2 = b - c - \frac{\phi}{2} - r = 30 - 2 - \frac{1,2}{2} - 6,6 = 20,8 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{\ell_s - \beta r - L_2}{\alpha} = \frac{42,32 - 2,18 \times 6,6 - 20,8}{1,87} = 3,81 \text{ cm}$$

Dans toute partie courbe de barre, de diamètre  $\phi$ , le rayon moyen  $r$  de courbure doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 2$  cm : distance du centre de courbure à la paroi dont la proximité augmente

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Leftrightarrow \frac{6,6}{1,2} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{1,2}{2} \right) 1 \frac{400}{25} \Leftrightarrow 5,5 \geq 5,12$$

Donc :

Les crochets des armatures aux appuis vont être à  $90^\circ$  avec  $L_1 = 5$  cm

**E. Entraînement des armatures**

La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i}$$

Avec :

$u_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s f_{t28}$ .

$$\tau_{se} = \frac{74,37 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 3,14 \times 12 \times 3} = 2,21 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \quad (\text{vérifier})$$

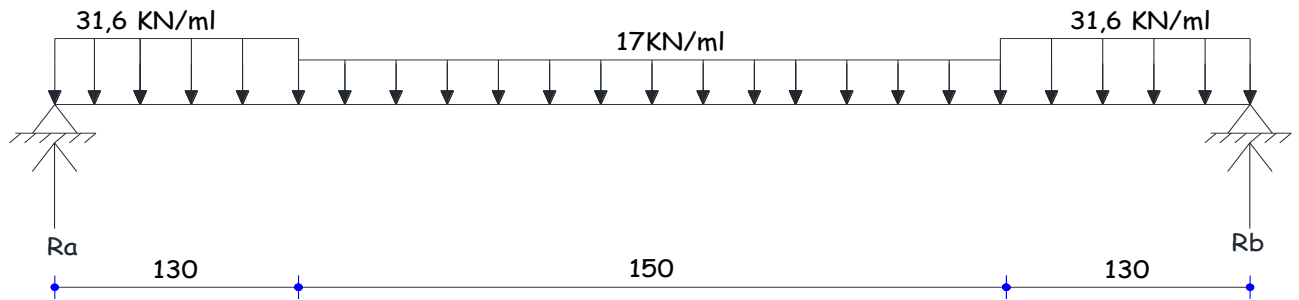
**III.4.5. Etude de la poutre palière à l'ELS****A. Détermination des sollicitations**

Charge répartie (console, palier, poutre)

$$q_u^R = (2,625 + 2,765 + 8,108) + (0,75 + 1,25 + 1,5) = 17 \text{ KN/ml.}$$

Charge de la paillasse (1,3m)

$$q_u^P = (1,352) + (3,25) = 14,6 \text{ KN/ml.}$$



Chargement à l'ELS

### A) Calcul des réactions d'appuis : $R_a$ et $R_b$

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - 107,66 = 0$$

$$\sum M/b = 0$$

$$R_a \times 4,1 - (31,6 \times 1,3) \times 3,45 - (17 \times 1,5) \times 2,05 - (31,6 \times 1,3) \times 0,65 = 0$$

$$R_a = 53,83 \text{ KN}$$

$$R_b = 53,83 \text{ KN}$$

En utilisant la méthode de R.D.M. pour la détermination des sollicitations d'une poutre isostatique, on obtient les équations des sollicitations par rapport à l'appui de droite :

### B) Calcul des efforts internes

#### $0 \leq x \leq 1,3m$

$$T(x) = 53,83 - 31,6(x) \quad T(0) = 53,83 \text{ KN} \quad T(1,3) = 12,75 \text{ KN}$$

$$M(x) = 53,83x - 31,6 \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0 \quad M(1,3) = 43,28 \text{ KNm}$$

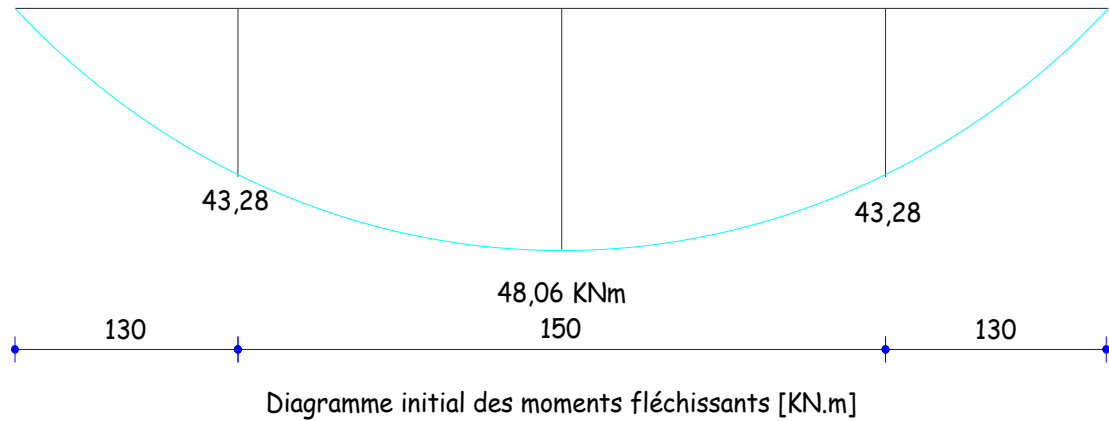
#### $1,3 \leq x \leq 2,05m$

$$T(x) = 53,83 - 31,6(1,3) - 17(x - 1,3)$$

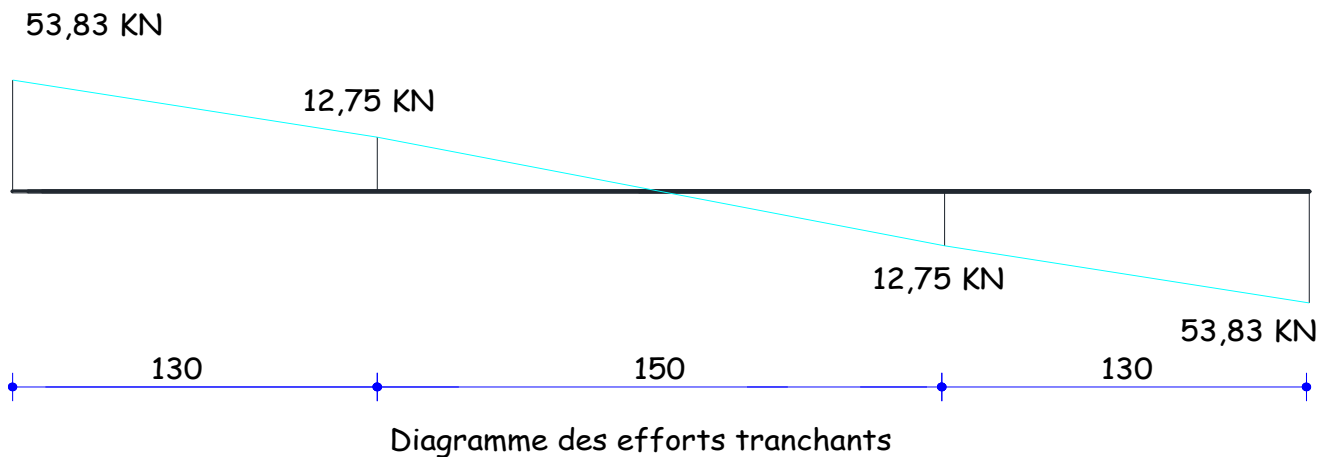
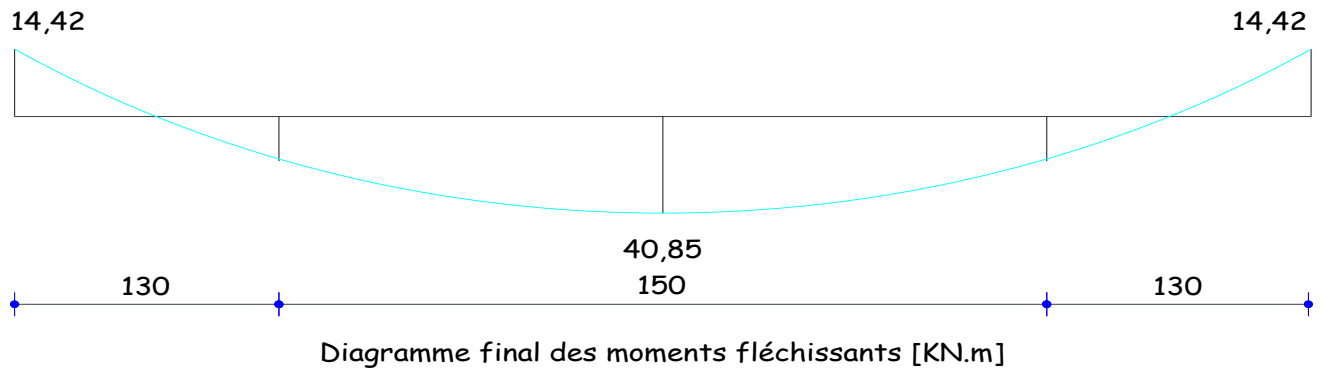
$$T(1,3) = 12,75 \text{ KN} \quad T(2,05) = 0 \text{ KN}$$

$$M(x) = 53,83(x) - 31,6(1,3)\left(x - \frac{1,3}{2}\right) - 17(x - 1,3)\left(\frac{x - 1,3}{2}\right)$$

$$M(1,3) = 43,28 \text{ KNm} \quad M(2,05) = 48,06 \text{ KNm}$$

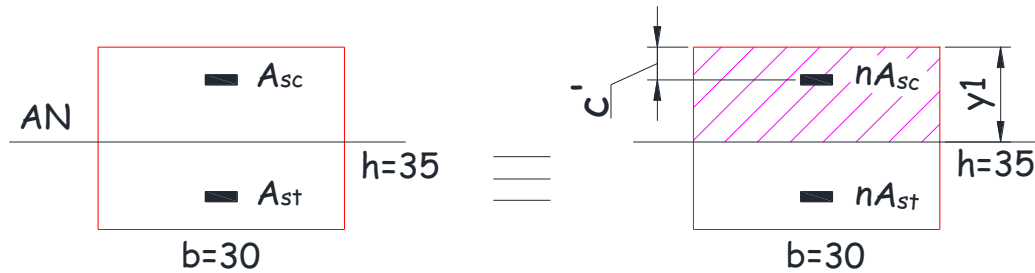


Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ( $M = 0,3M_{\text{tmax}}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{\text{tmax}}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :



## III.4.6. Vérifications à l'ELS

## A) L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures



section en BA homogène

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

## a) l'axe neutre

Calcul de  $y_1$  :

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 141,3y_1 - 3086,55 = 0$$

$$y_1 = 10,39 \text{ cm}$$

## b) Inertie

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc} (y_1 - c')^2 + nA_{st} (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times 10,39^3}{3} + 15 \times 3,39 (10,39 - 2)^2 + 15 \times 6,03 (33 - 10,39)^2 = 61034,8 \text{ cm}^4$$

## c) Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{40,85 \times 10^6}{61037,8 \times 10^4} \times 103,9 = 6,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{40,85 \times 10^6}{61034,8 \times 10^4} (103,9 - 20) = 84,23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{40,85 \times 10^6}{61034,8 \times 10^4} (330 - 103,9) = 226,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

**B. L'état limite de déformation**

On pourra se dispenser du calcul des déformations si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{on a} \quad \frac{35}{380} = 0,092 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0,092 > \frac{1}{10} \frac{40,85}{48,06} = 0,084 \quad \text{vérifiée}$$

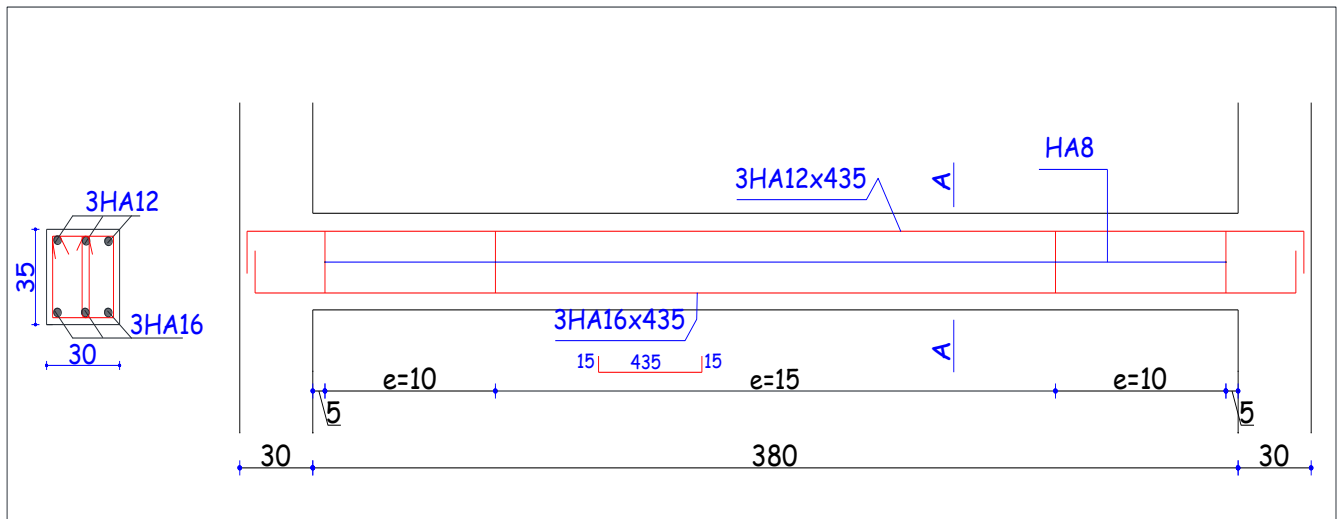
$$\text{c) } \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,03}{30 \times 33} = 0,0061 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \quad \text{vérifiée}$$

*Les équations sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.*

- Etat limite d'ouverture des fissures :( BAEL 91,A.5.34)  
La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté à l'ELU est satisfaisant.



### III.5. Les dalles pleines

#### III.5.1. Les balcons

Nous avons des balcons qui ont une même portée mais qui diffèrent du point de vue chargement, donc nous allons considérer le plus chargé à étudier, puis on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

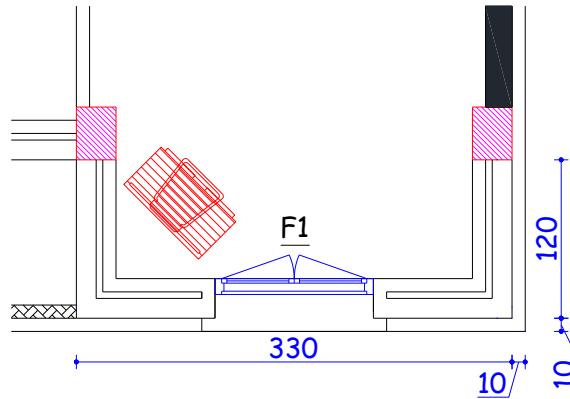


Schéma illustratif du balcon

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\ell}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.}$$

On adopte  $e = 15 \text{ cm.}$

#### B. Détermination des charges

##### a) Charges permanentes G

- Poids propre de la dalle  $P_p = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml.}$

- Poids propre du revêtement  $P_r = 0,85 \times 1 = 0,85 \text{ KN/ml.}$

- Poids propre du mur extérieur  $P_{m_c} = 1,80 \times 2,91 = 5,238 \text{ KN/ml.}$

- couche de sable 3cm  $P_s = 0,54 \times 1 = 0,54 \text{ KN/ml}$

- enduit au mortier de ciment 1cm  $P_e = 0,18 \times 1 = 0,18 \text{ KN/ml}$

**G = 10,558 KN/ml**

##### b) Charges concentrés

- Poids propre du mur extérieur  $P_{m_c} = 1,80 \times 2,91 \times 1 = 5,238 \text{ KN.}$

- Poids propre de la corniche  $P_c = 0,1 \times 0,1 \times 1 \times 25 = 0,25 \text{ KN.}$

**G' = 5,488 KN/ml**

##### c) Charges d'exploitation Q

-  $Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml.}$

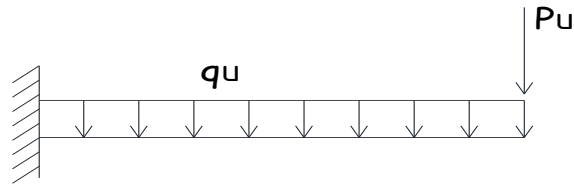
#### C. Etude à l'ELU

##### C.1. Combinaison des charges

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(10,558) + 1,5(1,5) = 16,503 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 5,488 = 7,41 \text{ KN.}$$

### C.2. Calcul des sollicitations



#### Chargement à l'ELU

Le moment à l'encastrement est le suivant :

$$M_u = 16,503 \times 1,20 \times 0,60 + 7,41 \times 1,20 = 20,774 \text{ KNm}$$

L'effort tranchant à l'encastrement est le suivant :

$$V_u = 16,503 \times 1,20 + 7,41 = 27,213 \text{ KN.}$$

### C.3. Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20,774 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,086 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,086 \Rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,774 \times 10^5}{0,955 \times 13 \times 34800} = 4,81 \text{ cm}^2, \text{ soit } 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2, \text{ avec } e = 20 \text{ cm.}$$

### C.4. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2, \text{ soit } 7HA8 = 3,51 \text{ cm}^2, \text{ avec } e = 20 \text{ cm.}$$

## D. Vérifications à l'ELU

### D.1. La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

### D.2. La contrainte tangentielle

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91A.5.1.211 nous recommande :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{27,213 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,209 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$$

### D.3. Vérification vis-à-vis de l'entraînement

La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  sur un paquet de barres (ou une barre isolée) est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i}$$

$u_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s f_{t28}$ .

$$\tau_{se} = \frac{27,213 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 3,14 \times 12 \times 6} = 1,03 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \quad (\text{vérifier})$$

#### D.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis

##### a) Influence sur le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$\frac{3,75 \times V_u}{b f_{c28}} < a \leq 0,9d$$

Nous allons vérifier si l'effort tranchant calculé à l'ELU (27,213 KN) n'est pas plus grand que l'effort que va donner  $V_u = 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$  en considérant la valeur de  $a = 0,9d$  la plus défavorable.

$$V_u = 0,267 \times 1 \times 0,9 \times 0,13 \times 25 \times 10^3 = 780,97 \text{ KN} \gg 27,213 \text{ KN.}$$

##### b) Influence sur les armatures inférieures

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \right) = \left( \frac{1,15}{400} \right) \left( 27,213 \times 10^3 - \frac{20,774 \times 10^6}{0,9 \times 130} \right) = -432,23$$

Finalement, on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

#### D.5. Les ancrages courbes et la condition de non écrasement du béton

$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6$  cm : pour les barres à haute adhérence.

$\theta = 90^\circ$  : Ancrage droit.

$$\ell_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times (0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = 42,32 \text{ cm.}$$

$$\alpha = e^{\phi \times \theta} = 1,87$$

$$\beta = \frac{e^{\phi \times \theta} - 1}{\phi} = 2,18$$

$$L_1 = ?$$

$$L_2 = b - c - \frac{\phi}{2} - r = 30 - 2 - \frac{1,2}{2} - 6,6 = 20,8 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{\ell_s - \beta r - L_2}{\alpha} = \frac{42,32 - 2,18 \times 6,6 - 20,8}{1,87} = 3,81 \text{ cm.}$$

Dans toute partie courbe de barre de diamètre  $\phi$ , le rayon moyen  $r$  de courbure doit pour éviter le risque d'écrasement du béton, satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 2 \text{ cm}$  : distance du centre de courbure à l'extrémité de la paroi.

**A.N. :**  $\frac{r}{\phi} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \nu \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Leftrightarrow \frac{6,6}{1,2} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{1,2}{2} \right) 1 \frac{400}{25} \Leftrightarrow 5,5 > 5,12$

Les crochets des armatures aux appuis vont être à  $90^\circ$  avec  $L_1 = 5 \text{ cm}$ .

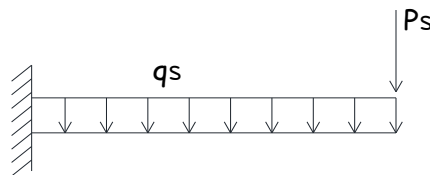
**E. Etude à l'ELS**

**E.1. Combinaison des charges**

$$q_s = G + Q = (10,558) + (1,5) = 12,058 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G = 5,488 \text{ KN.}$$

**E.2. Calcul des sollicitations**



Chargement à l'ELS

Le moment à l'encastrement est le suivant :

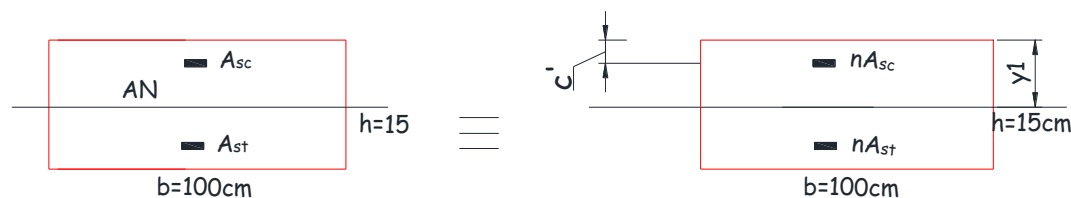
$$M_s = 12,058 \times 1,20 \times 0,60 + 5,488 \times 1,20 = 15,27 \text{ KNm}$$

L'effort tranchant à l'encastrement est le suivant :

$$V_u = 12,058 \times 1,20 + 5,488 = 19,96 \text{ KN.}$$

**F). Vérifications à l'ELS**

-L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures



Homogénéisation de la section

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_s}{I} (y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

### a) l'axe-neutre

Calcul de  $y_1$  :

$$b \times y_1 \left( \frac{y_1}{2} \right) + nA_{sc} (y_1 - c') - nA_{st} (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 4,08y_1 - 30,51 = 0$$

$$y_1 = 3,85 \text{ cm}$$

### b) Inertie

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA_{sc} (y_1 - c')^2 + nA_{st} (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3,85^3}{3} + 15 \times 6,78 (3,85 - 2)^2 + 15 \times 3,85 (13 - 3,85)^2 = 10764,86 \text{ cm}^4$$

### c) Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{15,27 \times 10^6}{10764,86 \times 10^4} \times 38,5 = 5,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{15,27 \times 10^6}{10764,86 \times 10^4} (38,5 - 20) = 39,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{15,27 \times 10^6}{10764,86 \times 10^4} (130 - 38,5) = 193,94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

### - L'état limite de déformation

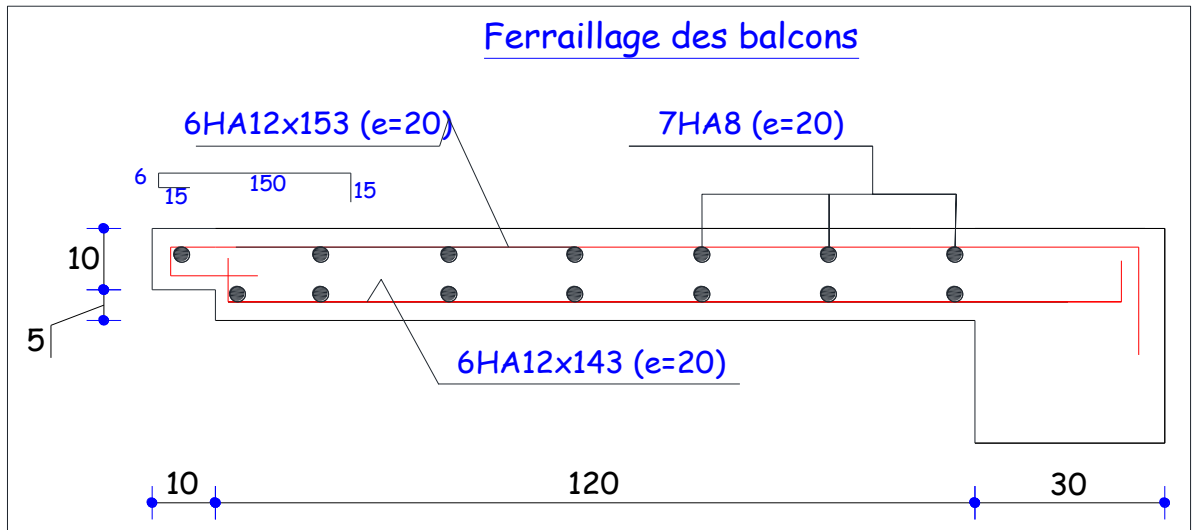
On pourra se dispenser du calcul des déformations si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{on a} \quad \frac{15}{120} = 0,125 \quad (\text{vérifié})$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{10} \frac{15,27}{15,27} = 0,1 \quad (\text{vérifié})$$

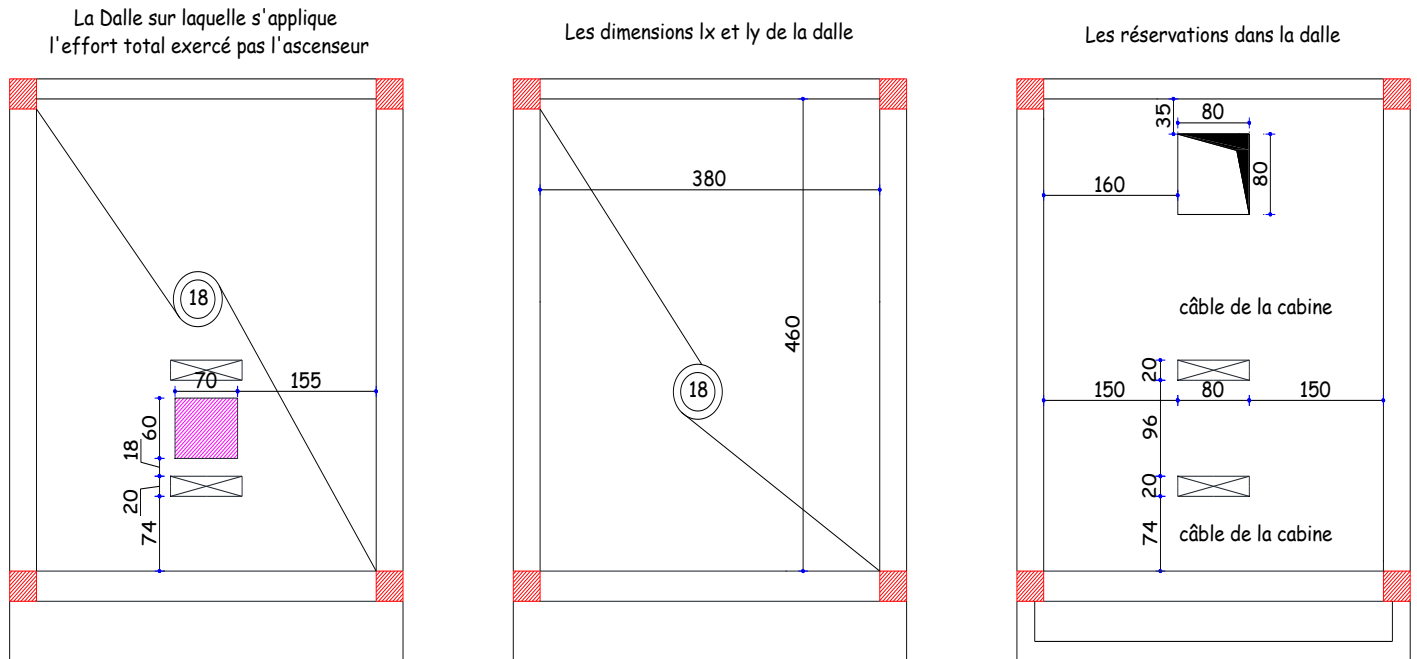
$$\text{c) } \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{13 \times 100} = 0,0052 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \quad (\text{vérifié})$$

Les équations sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



### III.5.2. La dalle de la salle machine

#### A. Présentation de la dalle



Dalle de la salle machine

#### B. Détermination des charges et des surcharges

- Poids propre de la dalle  $P_p = 0,18 \times 25 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
  - Poids propre du revêtement  $P_r = 0,85 \text{ KN/m}^2$
  - enduit au mortier de ciment 1cm  $P_e = 0,18 \text{ KN/m}^2$
  - La charge d'exploitation  $P_r = 1,5 \text{ KN/m}^2$
  - La charge localisée due à l'ascenseur est comme suit :
- $$P = 1,2(P_{\text{cabine}} + Q) + P_{\text{contrepois}} = 1,2(1,65 + 0,45) + 1,6 + 0,4 = 4,51 \text{ tonnes.}$$

#### C. Détermination des moments sans tenir compte de l'ascenseur

##### a)- Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,5 + 0,85 + 0,18) \times 1 + 1,5(1,5) \times 1 = 9,715 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = (4,5 + 0,85 + 0,18) \times 1 + (1,5) \times 1 = 7,03 \text{ KN/ml.}$$

##### b)- Le rapport $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$

$$\rho = \frac{380}{460} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux directions.}$$

**c)- Les moments  $M_x$  et  $M_y$  à l'ELU et à l'ELS**

Les valeurs de  $\mu_x$  et de  $\mu_y$  sont données, en fonction du rapport  $\rho$  et du coefficient de poisson  $\nu$  dans les tables de PIGEAUD.

Dans le sens de la petite portée :

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2 = 0,0531 \times 9,715 \times 3,80^2 = 7,45 \text{ KN.m}$$

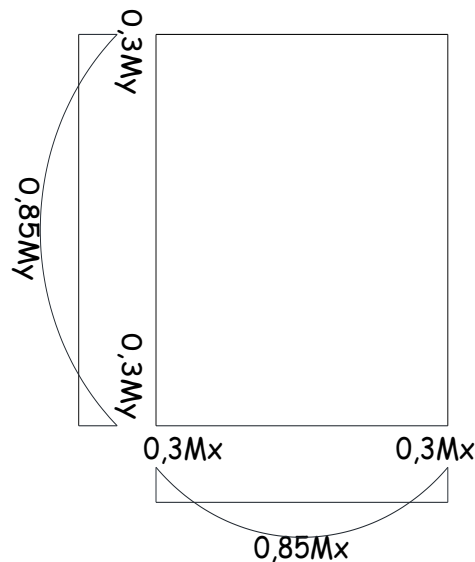
$$M_{sx} = \mu_x \times q_s \times \ell_x^2 = 0,0531 \times 7,03 \times 3,80^2 = 5,4 \text{ KN.m}$$

Dans le sens de la grande portée :

$$M_{uy} = \mu_y M_{ux} = 0,649 \times 7,45 = 4,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y M_{sx} = 0,649 \times 5,4 = 3,5 \text{ KN.m}$$

Notre dalle est constituée d'un panneau non continu sur ses quatre côtés, donc les moments en travée et ceux d'encastrement vont être comme le montre la figure ci-dessous.



Coefficient de l'encastrement partiel

Suivant  $\ell_x$ , on aura :

ELU

$$M_w = M_e = 0,3M_{ux} = 0,3 \times 7,45 = 2,235 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{ux} = 0,85 \times 7,45 = 6,332 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_w = M_e = 0,3M_{sx} = 0,3 \times 5,4 = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{sx} = 0,85 \times 5,4 = 4,59 \text{ KN.m}$$

Suivant  $\ell_y$ , on aura :

ELU

$$M_w = M_e = 0,3M_{uy} = 0,3 \times 4,83 = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{uy} = 0,85 \times 4,83 = 4,11 \text{ KN.m}$$

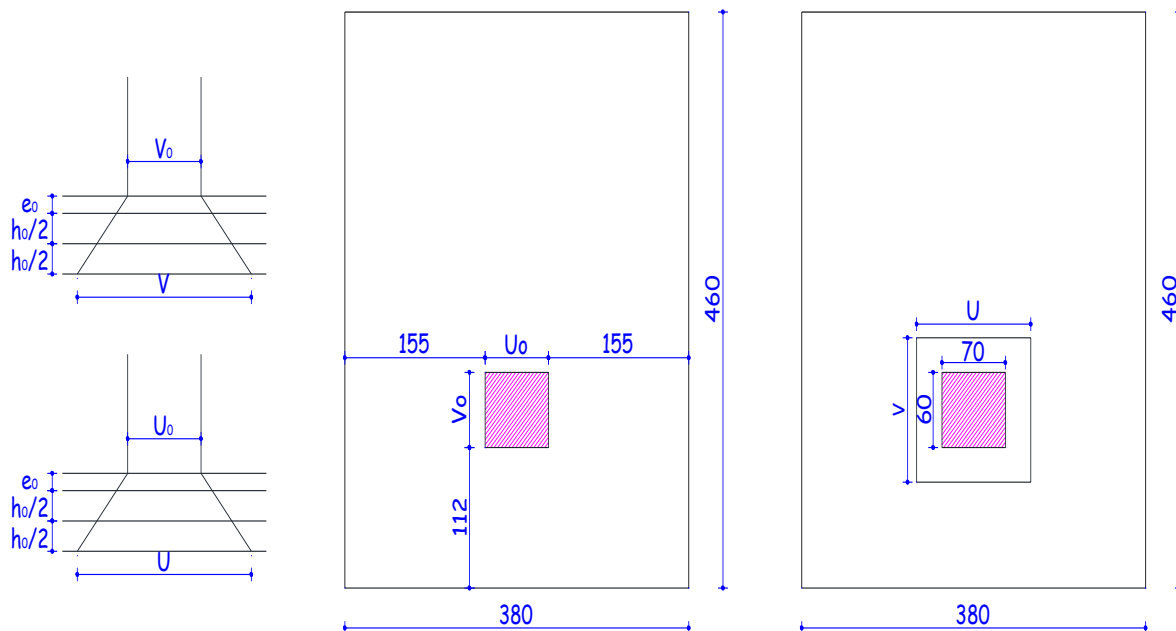
ELS

$$M_w = M_e = 0,3M_{sy} = 0,3 \times 3,5 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{sy} = 0,85 \times 3,5 = 2,975 \text{ KN.m}$$

#### D. Détermination des moments sous l'action de la charge localisée

##### a)- Calcul de $U$ et $V$ (rectangle d'impact)



#### Rectangle d'impact de la charge localisé

$$U = U_o + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 70 + 2 \times 1 \times 5 + 18 = 98 \text{ cm}$$

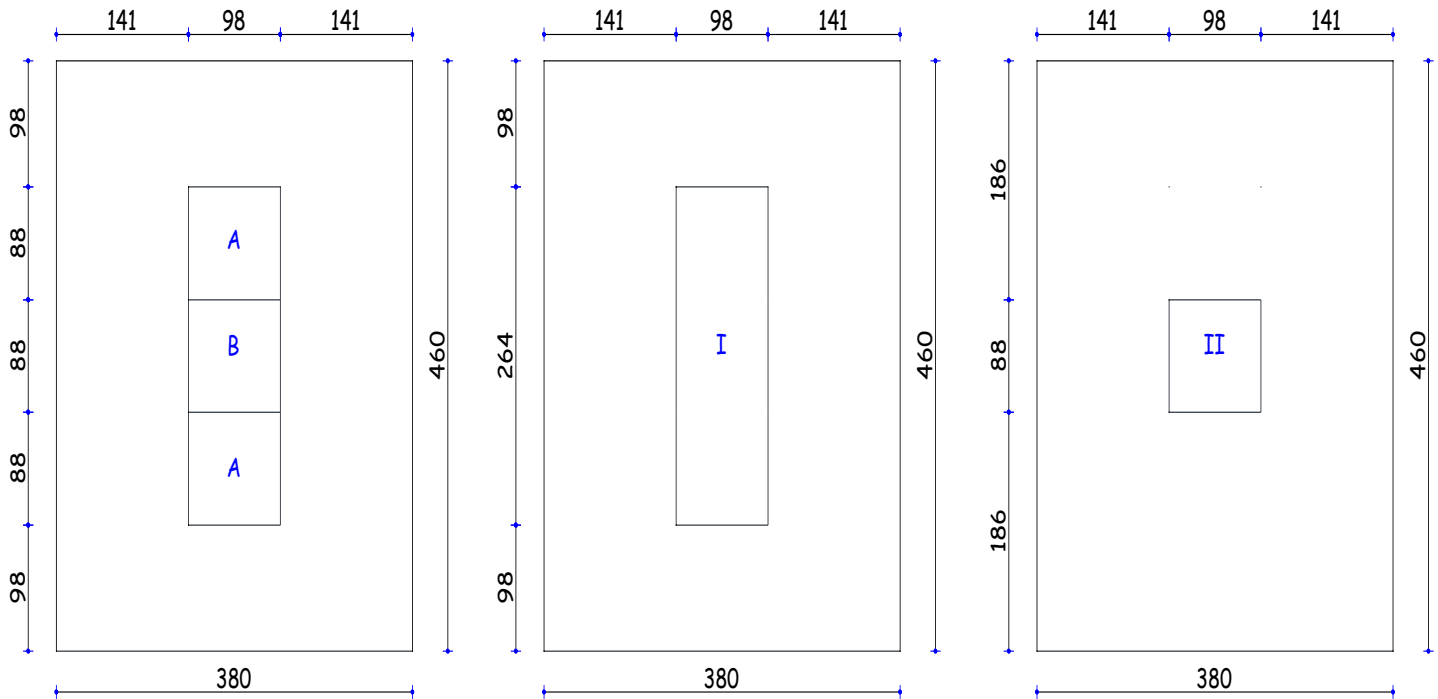
$$V = V_o + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 60 + 2 \times 1 \times 5 + 18 = 88 \text{ cm}$$

Avec :  $\xi = 1$  pour un revêtement très résistant.

$e_o = 5$  cm, épaisseur du revêtement.

$h_o = 18$  cm, épaisseur de la dalle pleine.

En utilisant l'artifice de RESAL, on aura :



Les rectangles des charges concentriques

Le rectangle  $I = 2A + B$

Le rectangle  $II = B$

L'effet de la charge localisée est  $A = \frac{I - II}{2}$

**b)- Calcul des moments dus au rectangle I**

$$a_I = 380 - 2 \times 141 = 98 \text{ cm}$$

$$b_I = 460 - 2 \times 98 = 264 \text{ cm}$$

$$U_I = a_I + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 98 + 2 \times 5 + 18 = 126 \text{ cm}$$

$$V_I = b_I + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 264 + 2 \times 5 + 18 = 292 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_I}{\ell_x} = \frac{126}{380} = 0,3 \\ \frac{V_I}{\ell_y} = \frac{292}{460} = 0,6 \\ \rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{380}{460} = 0,8 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,122 \\ M_2 = 0,069 \end{array} \right.$$

$$P_I = \frac{P}{U_o \times V_o} \times a_I \times b_I = \frac{4,51}{0,7 \times 0,6} \times 0,98 \times 2,64 = 27,78 \text{ tonnes}$$

$$M_{I_x}^u = P_I (M_1 + \nu \times M_2) = 27,78 (0,122 + 0 \times 0,069) = 3,39 \text{ t.m}$$

$$M_{I_y}^u = P_I (M_2 + \nu \times M_1) = 27,78 (0,069 + 0 \times 0,122) = 1,916 \text{ t.m}$$

$$M_{Ix}^s = P_l(M_1 + \nu \times M_2) = 27,78(0,122 + 0,2 \times 0,069) = 3,77 \text{ t.m}$$

$$M_{Iy}^s = P_l(M_2 + \nu \times M_1) = 27,78(0,069 + 0,2 \times 0,122) = 2,59 \text{ t.m}$$

**c)- Calcul des moments dus au rectangle II**

$$a_{II} = 380 - 2 \times 141 = 98 \text{ cm}$$

$$b_{II} = 460 - 2 \times 186 = 88 \text{ cm}$$

$$U_{II} = a_{II} + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 98 + 2 \times 5 + 18 = 126 \text{ cm}$$

$$V_{II} = b_{II} + 2 \times \xi \times e_o + h_o = 88 + 2 \times 5 + 18 = 116 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{U_{II}}{\ell_x} = \frac{126}{380} = 0,3 \\ \frac{V_{II}}{\ell_y} = \frac{116}{460} = 0,25 \\ \rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{380}{460} = 0,8 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,156 \\ M_2 = 0,118 \end{cases}$$

$$P_{II} = \frac{P}{U_o \times V_o} \times a_{II} \times b_{II} = \frac{4,51}{0,7 \times 0,6} \times 0,98 \times 0,88 = 9,26 \text{ tonnes}$$

$$M_{IIx}^u = P_{II}(M_1 + \nu \times M_2) = 9,26(0,156 + 0 \times 0,118) = 1,44 \text{ t.m}$$

$$M_{IIy}^u = P_{II}(M_2 + \nu \times M_1) = 9,26(0,118 + 0 \times 0,156) = 1,09 \text{ t.m}$$

$$M_{IIx}^s = P_{II}(M_1 + \nu \times M_2) = 9,26(0,156 + 0,2 \times 0,118) = 1,66 \text{ t.m}$$

$$M_{IIy}^s = P_{II}(M_2 + \nu \times M_1) = 9,26(0,118 + 0,2 \times 0,156) = 1,38 \text{ t.m}$$

**d)- Calcul des moments dus simultanément aux charges uniformes et locales**

- Moment en travée  $M_x^t$  à l'ELU :

$$M_x^t = 0,85 \times \left[ \frac{M_{Ix}^u - M_{IIx}^u}{2} \right] + M_t = 0,85 \times \left[ \frac{(3,39 - 1,44) \times 10}{2} \right] + 6,332 = 14,75 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée  $M_x^t$  à l'ELS :

$$M_x^t = 0,85 \times \left[ \frac{M_{Ix}^s - M_{IIx}^s}{2} \right] + M_t = 0,85 \times \left[ \frac{(3,77 - 1,66) \times 10}{2} \right] + 4,59 = 13,55 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée  $M_y^t$  à l'ELU :

$$M_y^t = 0,85 \times \left[ \frac{M_{Iy}^u - M_{IIy}^u}{2} \right] + M_t = 0,85 \times \left[ \frac{(1,916 - 1,09) \times 10}{2} \right] + 4,11 = 7,62 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée  $M_y^t$  à l'ELS :

$$M_y^t = 0,85 \times \left[ \frac{M_{Iy}^s - M_{IIy}^s}{2} \right] + M_t = 0,85 \times \left[ \frac{(2,59 - 1,38) \times 10}{2} \right] + 2,975 = 8,11 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis  $M_x^a$  à l'ELU :

$$M_x^a = 0,3 \times \left[ \frac{M_{Ix}^u - M_{Iix}^u}{2} \right] + M_{w\ ou\ e} = 0,3 \times \left[ \frac{(3,39 - 1,44) \times 10}{2} \right] + 2,235 = 5,16 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis  $M_x^a$  à l'ELS :

$$M_x^a = 0,3 \times \left[ \frac{M_{Ix}^s - M_{Iix}^s}{2} \right] + M_{w\ ou\ e} = 0,3 \times \left[ \frac{(3,77 - 1,66) \times 10}{2} \right] + 1,62 = 4,78 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis  $M_y^a$  à l'ELU :

$$M_y^a = 0,3 \times \left[ \frac{M_{Iy}^u - M_{Iiy}^u}{2} \right] + M_{w\ ou\ e} = 0,3 \times \left[ \frac{(1,916 - 1,09) \times 10}{2} \right] + 1,45 = 2,69 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis  $M_y^a$  à l'ELS :

$$M_y^a = 0,3 \times \left[ \frac{M_{Iy}^s - M_{Iiy}^s}{2} \right] + M_{w\ ou\ e} = 0,3 \times \left[ \frac{(2,59 - 1,38) \times 10}{2} \right] + 1,05 = 2,86 \text{ KN.m}$$

N.B. Les facteurs 0,85 et 0,3 sont dus à l'existence d'un encastrement partielle au niveau des appuis et de plus notre dalle n'est pas continue.

### E. Détermination des efforts tranchants

#### a)- La charge uniforme à l'ELU

$$P = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,5 + 0,85 + 0,18) + 1,5(1,5) = 9,715 \text{ KN/m}^2.$$

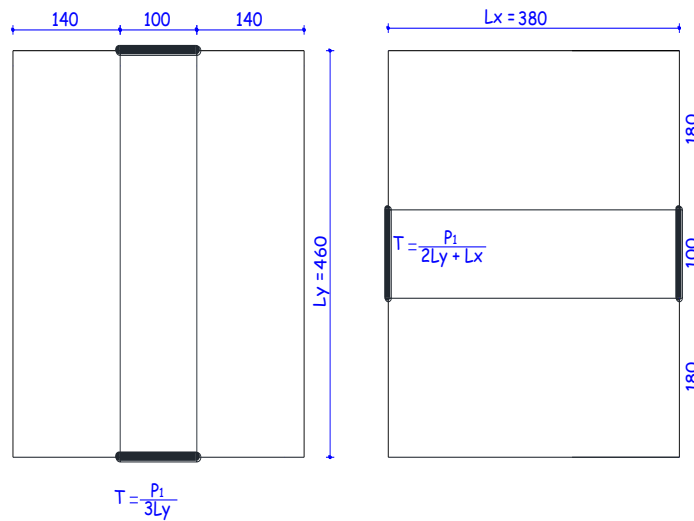
$$P_I = 9,715 \times 3,80 \times 4,60 = 169,82 \text{ KN.}$$

#### b)- La charge localisée

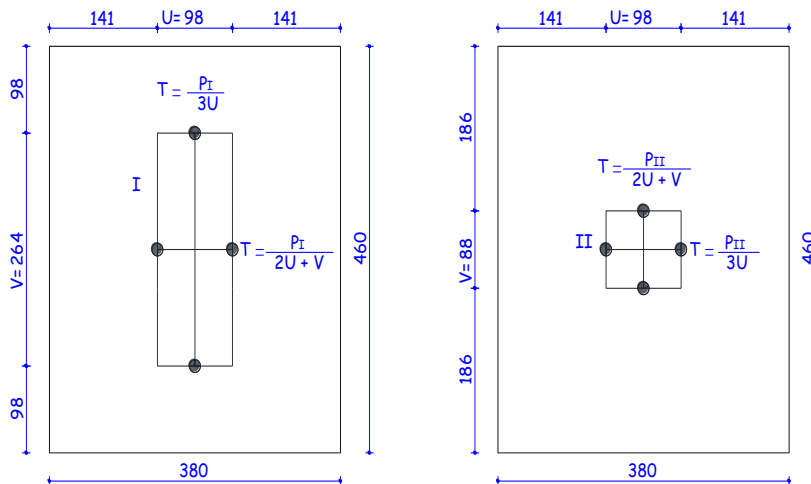
$$P_I = \frac{P}{U_o \times V_o} \times a_I \times b_I = \frac{4,51(\text{tonne})}{0,7 \times 0,6} \times 0,98 \times 2,64 = 277,8 \text{ KN.}$$

$$P_{II} = \frac{P}{U_o \times V_o} \times a_{II} \times b_{II} = \frac{4,51}{0,7 \times 0,6} \times 0,98 \times 0,88 = 92,6 \text{ KN.}$$

Efforts tranchants dus aux charges uniformes



Efforts tranchants dus à la charge localisée



Effort Tranchant

c)- Les efforts tranchants

$$T_x = \frac{\left( \frac{P_I}{2U_I + V_I} - \frac{P_{II}}{3U_{II}} \right)}{2} + \frac{P_I}{2l_y + l_x} = \frac{\left( \frac{277,8}{2 \times 0,98 + 2,64} - \frac{92,6}{3 \times 0,98} \right)}{2} + \frac{169,82}{2 \times 4,60 + 3,80} = 27,51 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{\left( \frac{P_I}{3U_I} - \frac{P_{II}}{2U_{II} + V_{II}} \right)}{2} + \frac{P_I}{3l_y} = \frac{\left( \frac{277,8}{3 \times 0,98} - \frac{92,6}{2 \times 0,98 + 0,88} \right)}{2} + \frac{169,82}{3 \times 4,60} = 43,25 \text{ KN}$$

**F. Calcul des armatures à l'ELU****a) En travée (parallèle à xx)**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,75 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\text{Pour } \mu = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,75 \times 10^5}{0,980 \times 16 \times 34800} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3,92cm<sup>2</sup> avec (e=20cm).

**b) Sur appui (parallèle à xx)**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,16 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\text{Pour } \mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,16 \times 10^5}{0,993 \times 16 \times 34800} = 0,933 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14cm<sup>2</sup> avec (e=25cm).

**c) En travée (parallèle à yy)**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,62 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\text{Pour } \mu = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,62 \times 10^5}{0,990 \times 16 \times 34800} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8=2,51cm<sup>2</sup> avec (e=20cm).

**d) Sur appui (parallèle à yy)**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,69 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\text{Pour } \mu = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,69 \times 10^5}{0,996 \times 16 \times 34800} = 0,485 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup> avec (e=25cm).

**G. Calcul des armatures à l'ELS****a) En travée (parallèle à xx)**

$$\mu_1 = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{13,55 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 348} = 0,0015$$

$$\text{Pour } \mu_1 = 0,0015 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 \text{ et } k = 0,016$$

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,0016 \times 348 = 0,55 < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$  on a pas besoin d'aciers comprimés.

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{13,55 \times 10^5}{0,915 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10=3,14cm<sup>2</sup>avec (e=25cm).

**b) Sur appui (parallèle à xx)**

$$\mu_1 = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,78 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 348} = 0,00053$$

$$\text{Pour } \mu_1 = 0,00053 \Rightarrow \beta_1 = 0,960 \text{ et } k = 0,009$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,009 \times 348 = 3,13 < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

On n'a pas besoin d'aciers comprimés

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{4,78 \times 10^5}{0,960 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 0,89 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2,01cm<sup>2</sup> avec (e=25cm).

**c) En travée (parallèle à yy)**

$$\mu_1 = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{8,11 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 348} = 0,00091$$

$$\text{Pour } \mu_1 = 0,00091 \Rightarrow \beta_1 = 0,948 \text{ et } k = 0,012$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,012 \times 348 = 4,17 < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \text{ on a pas besoin d'aciers comprimés.}$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{8,11 \times 10^5}{0,948 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 1,48 \text{ cm}^2 \text{ Soit 4HA8=2,01cm}^2 \text{ avec (e=25cm).}$$

**d) Sur appui (parallèle à yy)**

$$\mu_1 = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{2,86 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 348} = 0,00021$$

$$\text{Pour } \mu_1 = 0,00021 \Rightarrow \beta_1 = 0,974 \text{ et } k = 0,0056$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,0056 \times 348 = 1,94 < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \text{ On n'a pas besoin d'acier comprimé.}$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{2,86 \times 10^3}{0,974 \times 16 \times 348} = 0,527 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2,01cm<sup>2</sup> avec (e=25cm).

**H. Vérifications à l'ELU****a) Condition de non fragilité (BAEL91.A.4.2.1)****- Armatures inférieures**

$$A \geq b \times h \times \omega_o \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) = 100 \times 18 \times 0,8 \times 10^{-3} \left( \frac{3 - 0,83}{2} \right) = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml} < 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (Vérifié)}$$

$A_x$  : Séction minimale d'armature

$\omega_o$  : Taux d'acier minimale = 0,0008(HA Fe400)

**- Armatures supérieurs**

$$A \geq b \times h \times \omega_o = 100 \times 18 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml} < 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (Vérifié)}$$

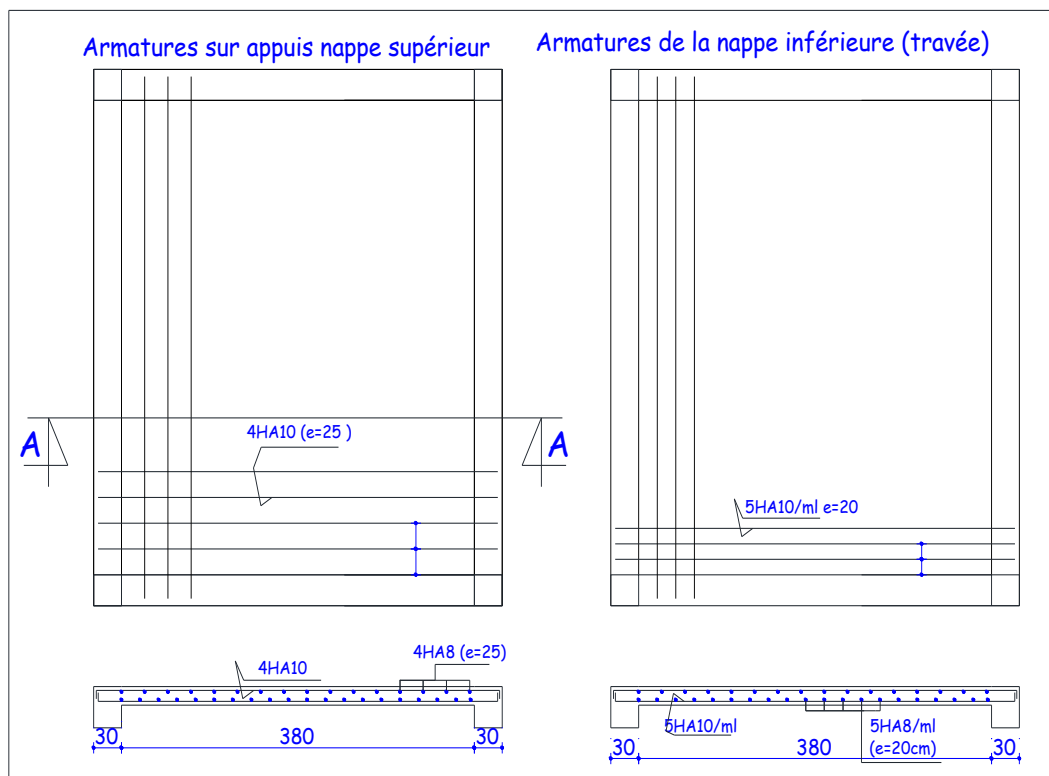
**b) Contrainte tangentielle**

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

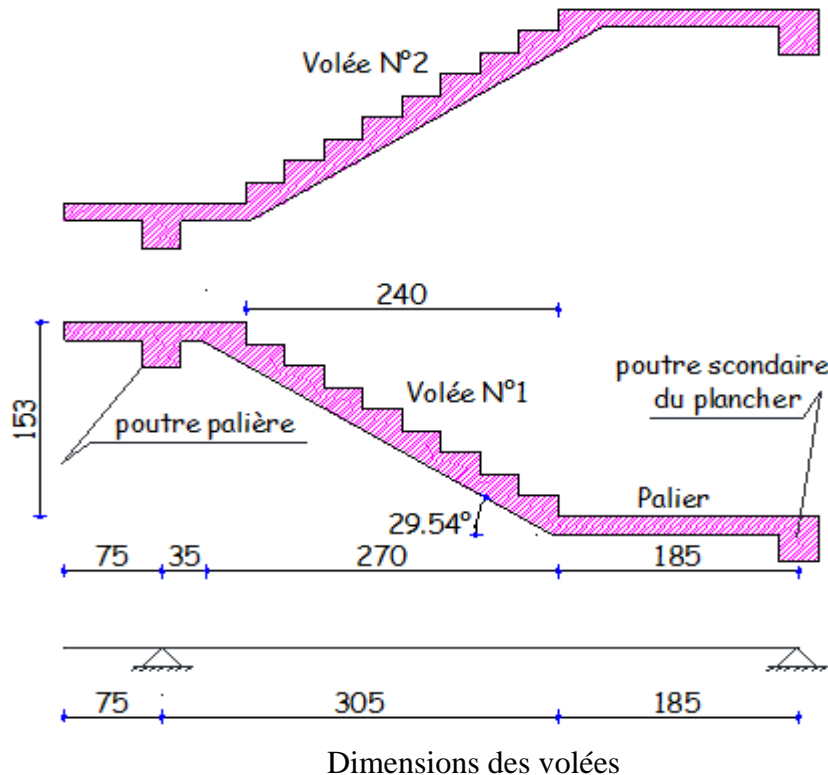
La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{43,25 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$



### III.3. Les escaliers

L'étude de notre escalier sera faite, en considérant (1,30 m), en transformant la paillasse inclinée et les paliers en poutre équivalente horizontale reposant sur deux appuis simples (voir figure ci-dessous).



#### III.3.1. Dimensionnement

##### A. La hauteur et le giron des marches et contremarches

$h$  : Hauteur de la contremarche.

$g$  : Giron de la marche.

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

$$g + 2h \approx 64 \text{ cm}$$

Compte tenu de la hauteur d'étage (3,06 m) imposée par l'architecte et des formules ci-dessus, la hauteur la plus convenable est  $h = 17 \text{ cm}$  avec  $2n = 18$  (nombre de hauteurs des deux volées).

Compte tenu de la portée horizontale de la paillasse (2,70 m) et des formules ci-dessus,

$$g = \frac{L}{n} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm.}$$

##### B. Les paillasses et les paliers

- Notre paillasse est sous forme d'une dalle pleine reposant sur deux appuis ; son épaisseur est donnée par :

$$\frac{l_o}{30} \leq e \leq \frac{l_o}{20}$$

### IV-1) Introduction

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces et des déplacements.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendue des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

### IV-2) Etude dynamique :

#### IV-2-1) Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses Vibrations Libres non Amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe ; C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### Méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

#### Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

### IV.2.2. Méthode dynamique

#### *Méthode d'analyse modale spectrale :*

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### *Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :*

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

#### *Choix de la méthode :*

La hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieur à 23m donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99.4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

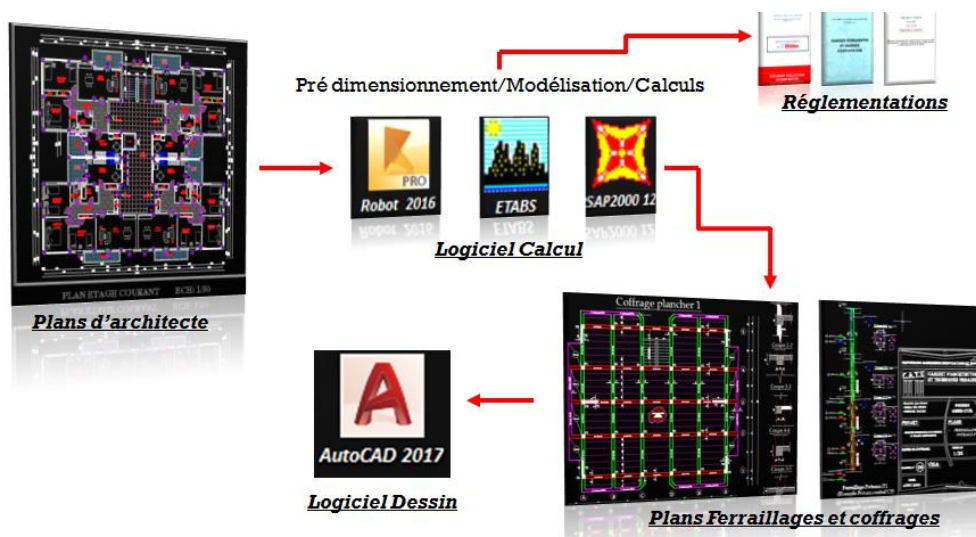
### IV-3) Modélisation :

#### I) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

#### II) Un logiciel du calcul :

Est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecte.



#### III) Terminologie :

Sachant que le logiciel ETABS est un logiciel de modélisation en langue anglaise, pour cela la connaissance de quelques termes anglais est nécessaire

**Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems

**Entreprise productrice :** Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

#### IV) Manuel d'utilisation d'ETABS :

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.6.

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



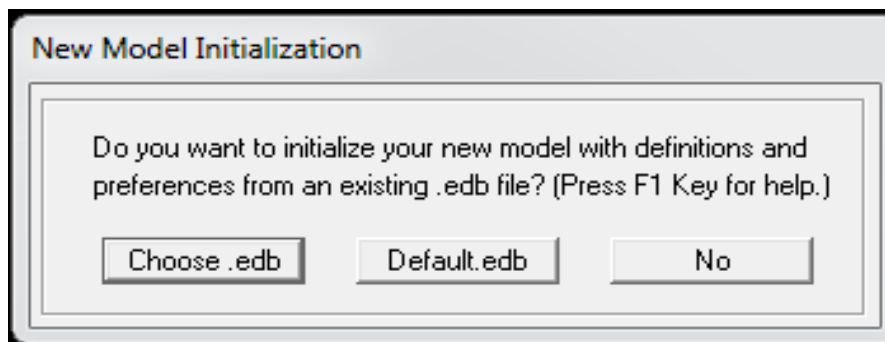
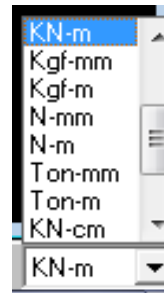
### IV-1) Etapes d'introduction des données :

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

- Choisir les unités

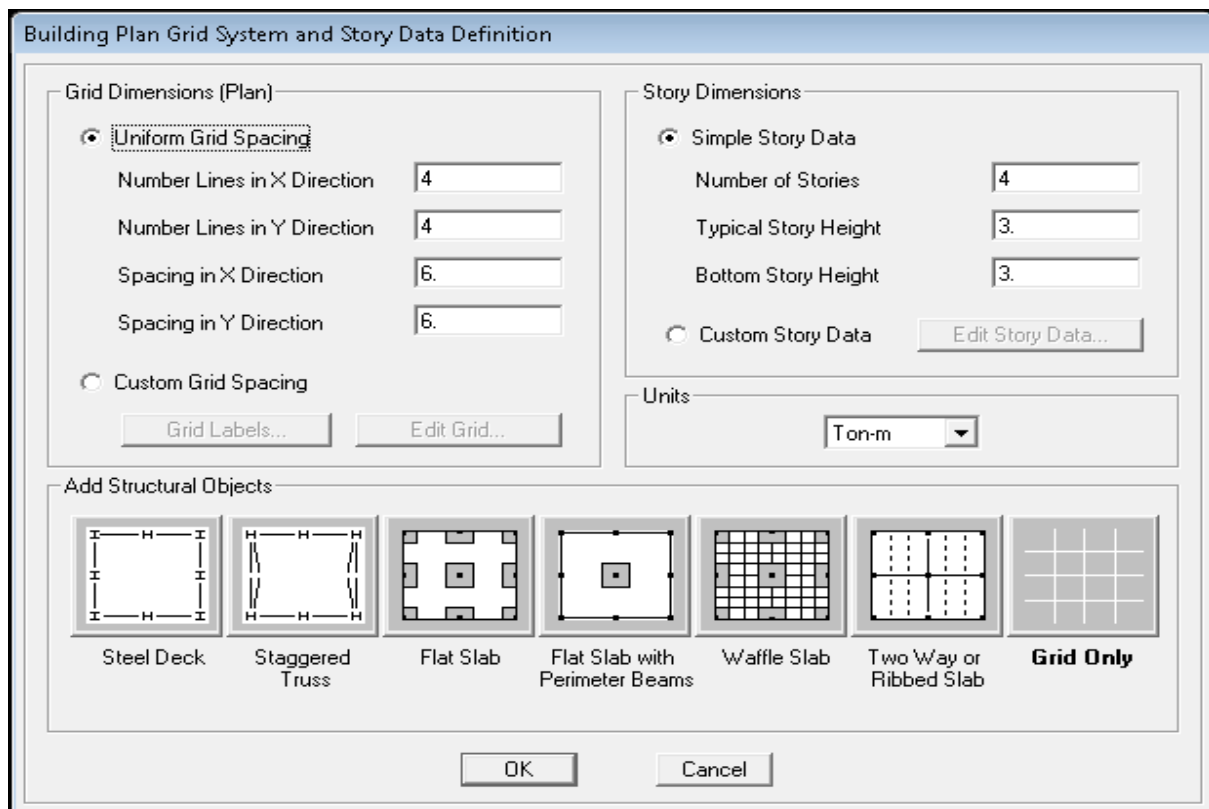
on choisie l'unité KN-m (les forces en KN et les dimensions en mètre).

- Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**



*Interface d'initialisation du modèle.*

La boîte de dialogue suivante apparaît :

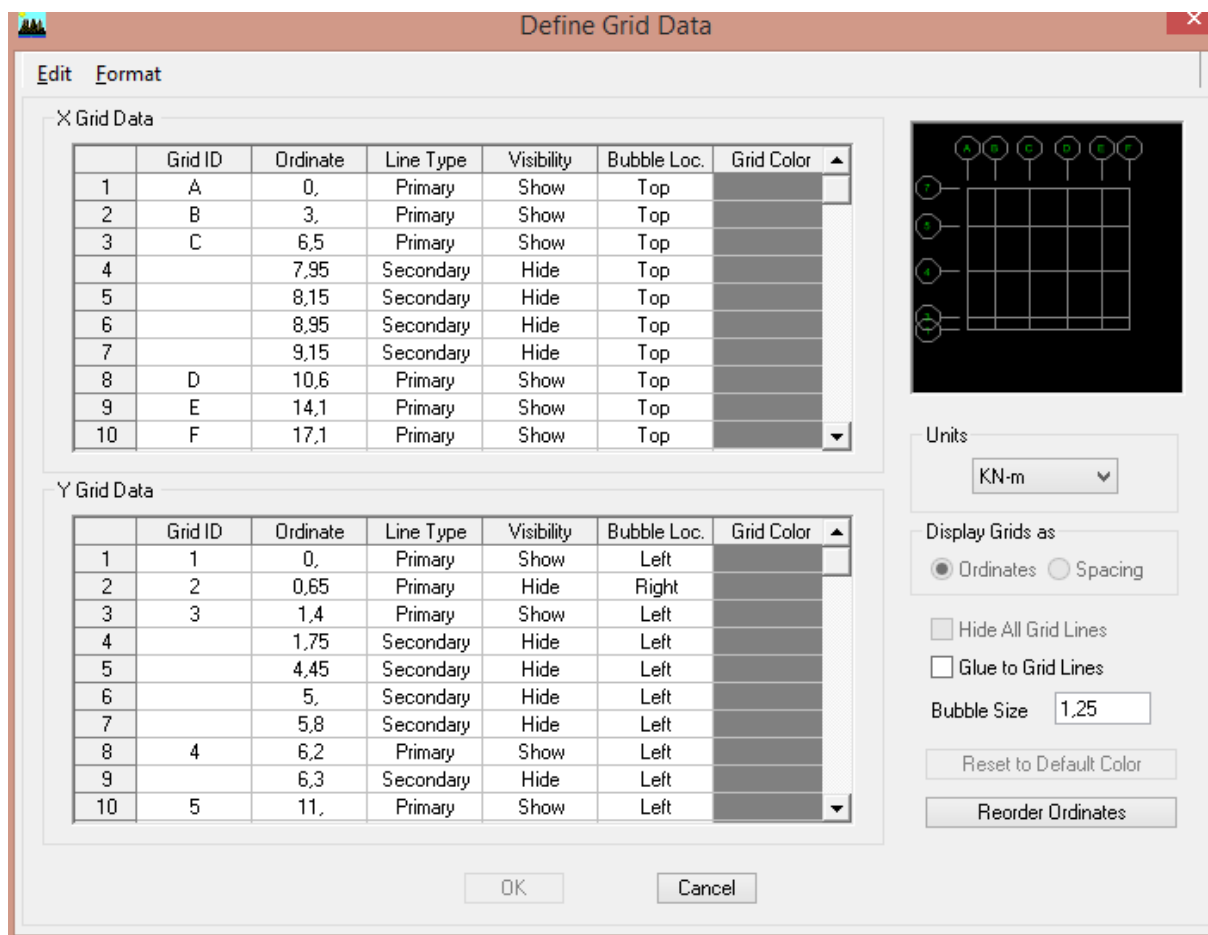


*Interface d'introduction des données générales.*

L'interface ci-dessus permet d'introduire:

- le nombre d'axes,
- le nombre de niveaux,
- la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid**, **Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.



*Interface de modification des entre-axes.*

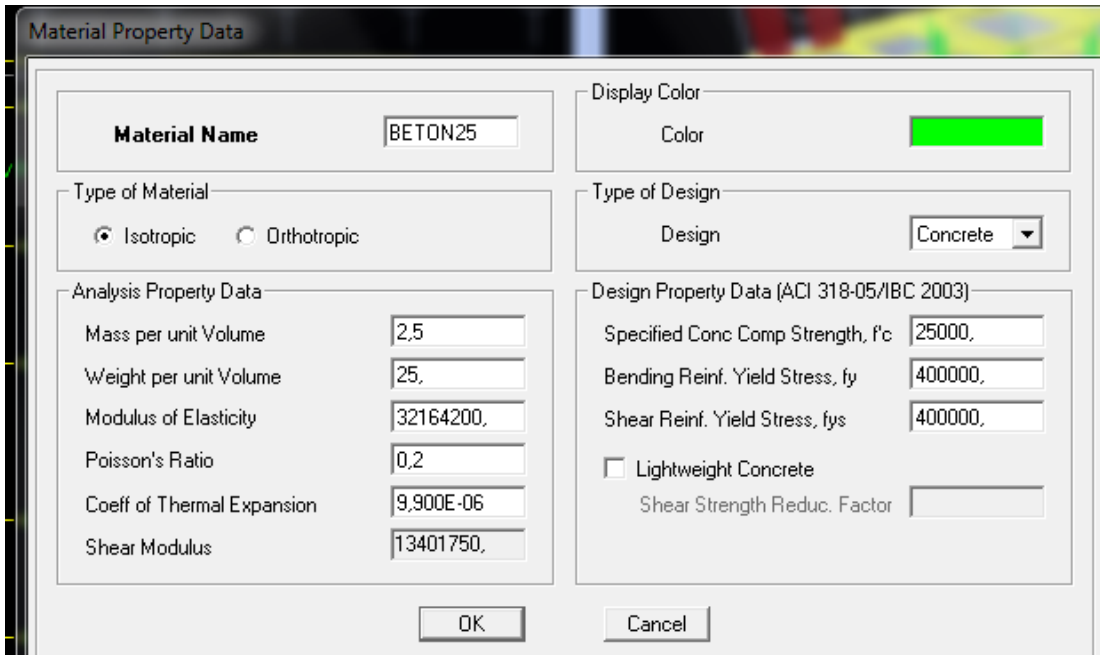
● **définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés :**

En utilisant le raccourci suivant :



On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours ( $f_{c28}$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal ( $f_e$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal



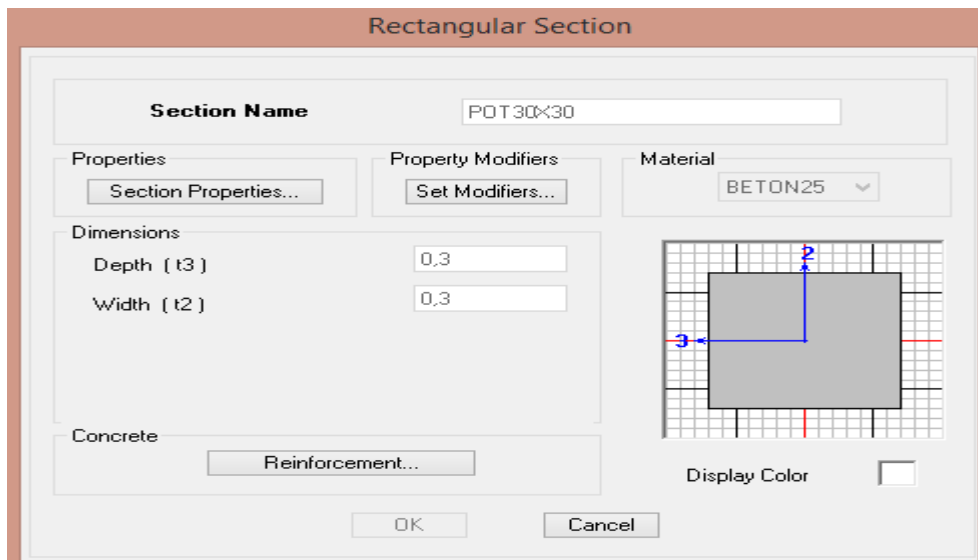
The dialog box 'Material Property Data' is used to define material properties. It includes the following fields and options:

- Material Name:** BETON25
- Display Color:** A color selection box showing a bright green color.
- Type of Material:** Radio buttons for  Isotropic and  Orthotropic.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 2,5
  - Weight per unit Volume: 25,
  - Modulus of Elasticity: 32164200,
  - Poisson's Ratio: 0,2
  - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
  - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
  - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
  - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
  - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
  - Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom.

*Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.*

Ensuite on introduire les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :

The 'Rectangular Section' dialog box is used to define the properties of a rectangular section. It includes the following fields and options:

- Section Name:** POT30X30
- Properties:** Section Properties... button
- Property Modifiers:** Set Modifiers... button
- Material:** Material dropdown menu set to 'BETON25'
- Dimensions:**
  - Depth [ t3 ]: 0,3
  - Width [ t2 ]: 0,3
- Concrete:** Reinforcement... button
- Display Color:** A checkbox that is currently unchecked.

A grid diagram on the right shows a rectangular section with dimensions 0.3 by 0.3. Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom.

*Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.*


- Les dimensions des éléments plans (dalles et voiles) sont introduites en utilisant le raccourci suivant :



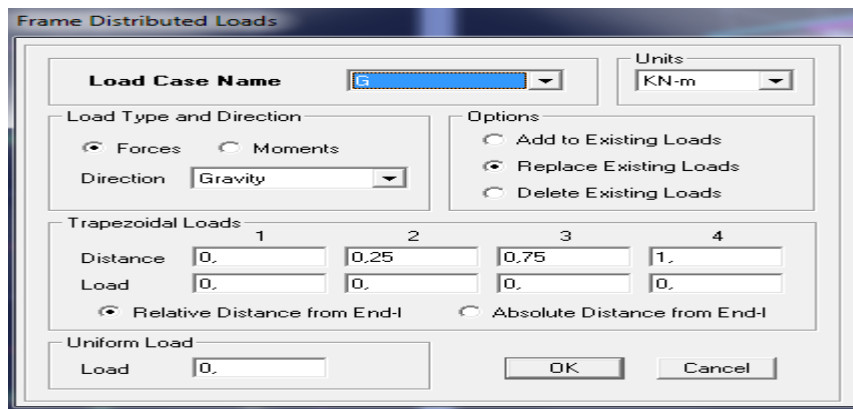
- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

Pour les poteaux : 

Pour les poutres : 

Pour les dalles et les voiles : 

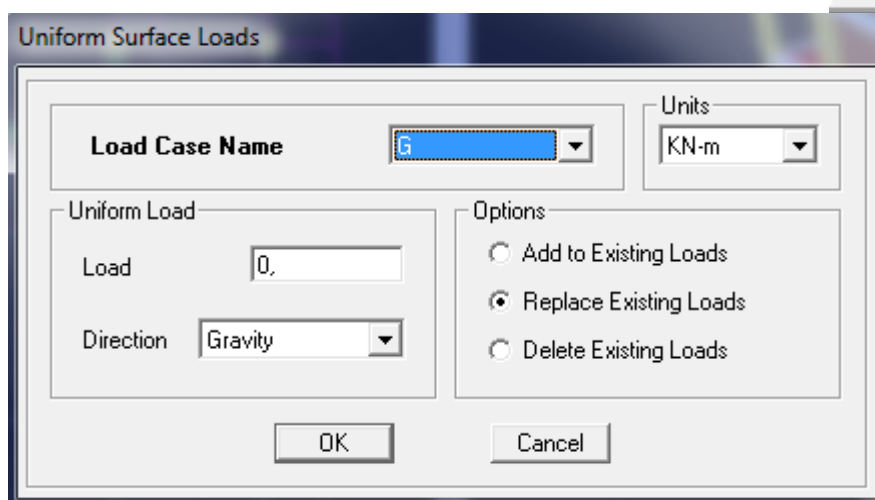
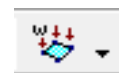
**IV-2) Etape de chargement :**



Pour charger les poutres et les poutrelles en utilisant le raccourci suivant : 

*Interface d'introduction des charges pour les poutres.*

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant :



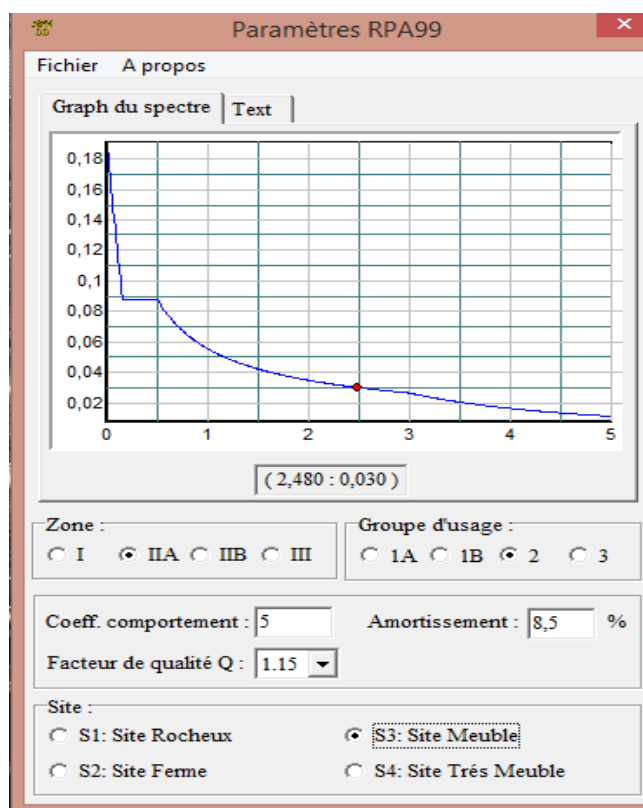
*Interface d'introduction des charges pour les dalles.*

➤ On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :

Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :



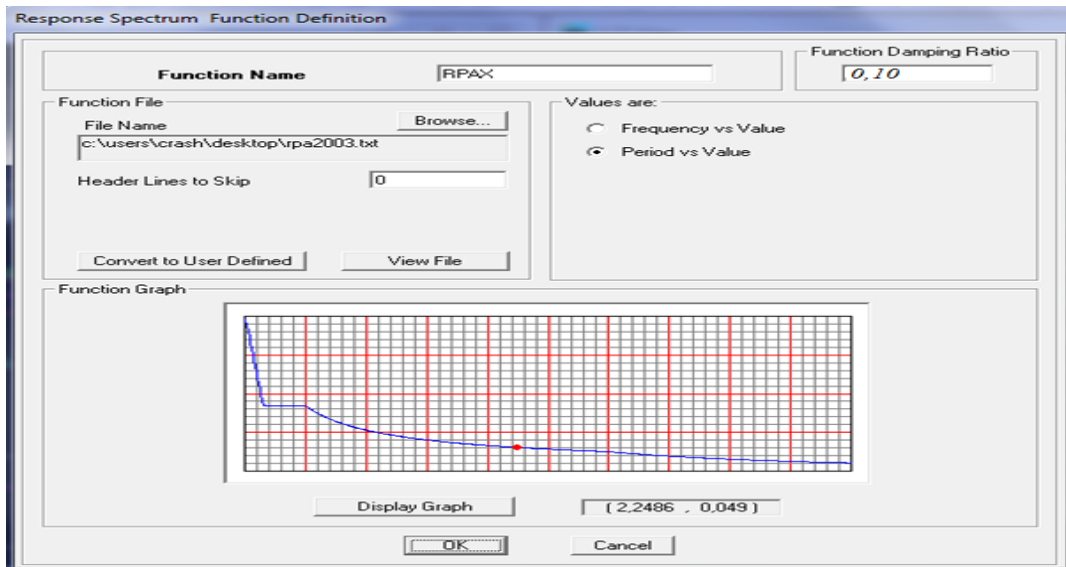
- ◆ La zone : II<sub>a</sub>
- ◆ Le groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- ◆ Le coefficient de comportement R : contreventement mixte (R = 5).
- ◆ Le coefficient d'accélération de zone A : A = 0,15 (**Tableau 4.1 RPA 99. V2003**).
- ◆ Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  (%) = 8,5
- ◆ Site : S3. (site meuble)
- ◆ Facteur de qualité (Q):  $Q=1+\Sigma P_q$ : Q=1,15



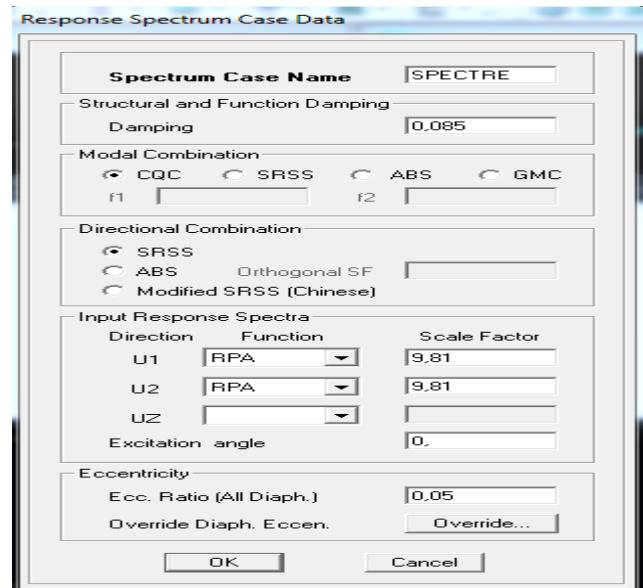
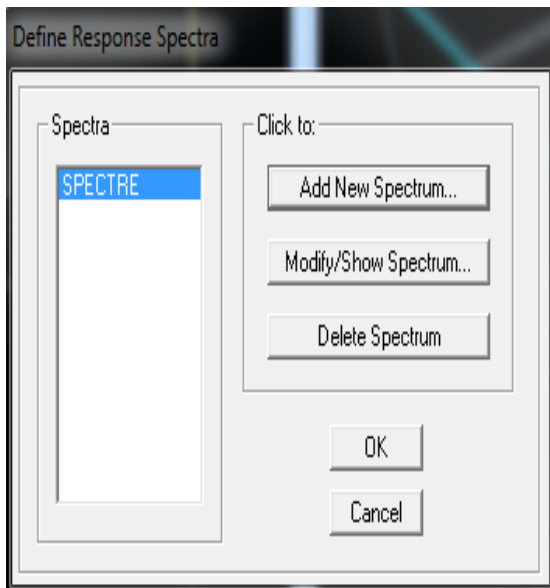
*Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.*

Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant :



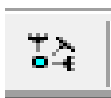


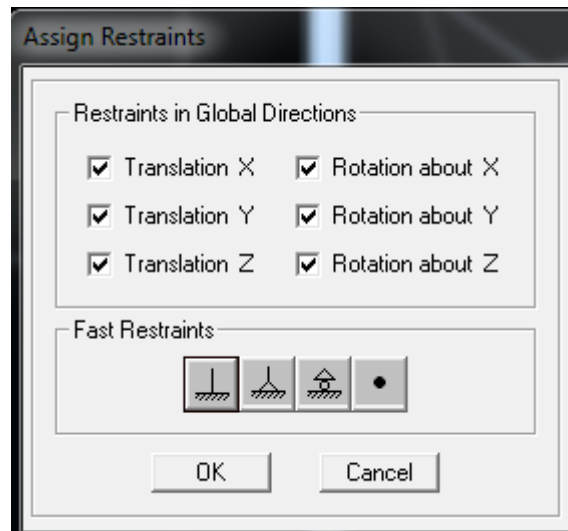
Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :



*Interface de définition des caractéristiques du spectre.*

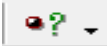
- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant :

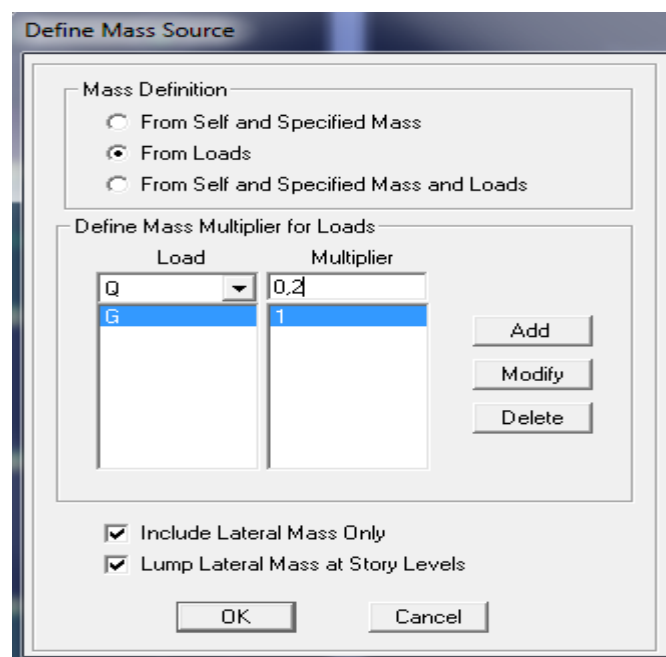




*Interface d'introduction des types d'appuis.*

- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le

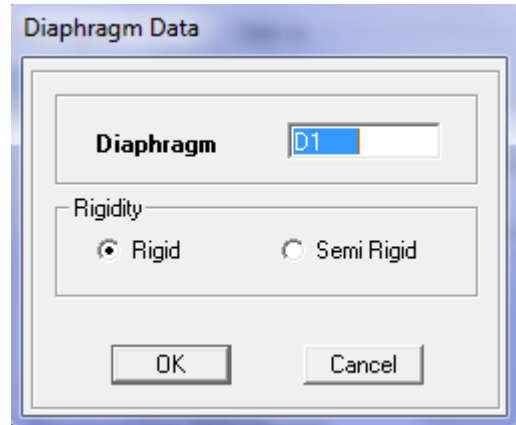
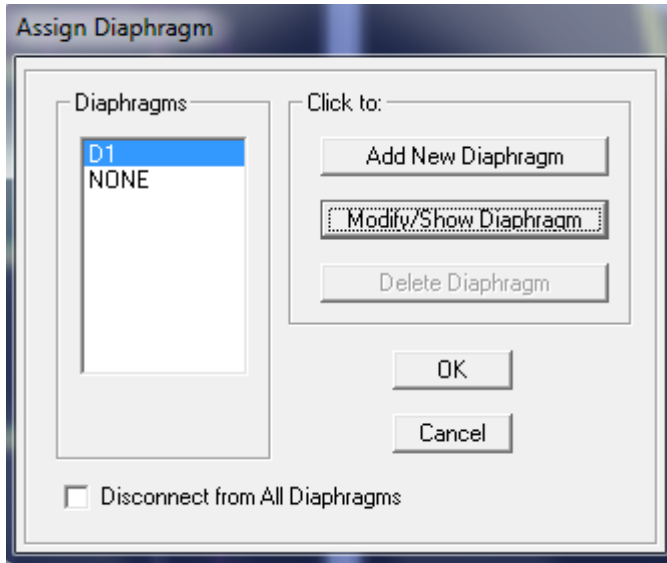
raccourci suivant : 



*Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.*

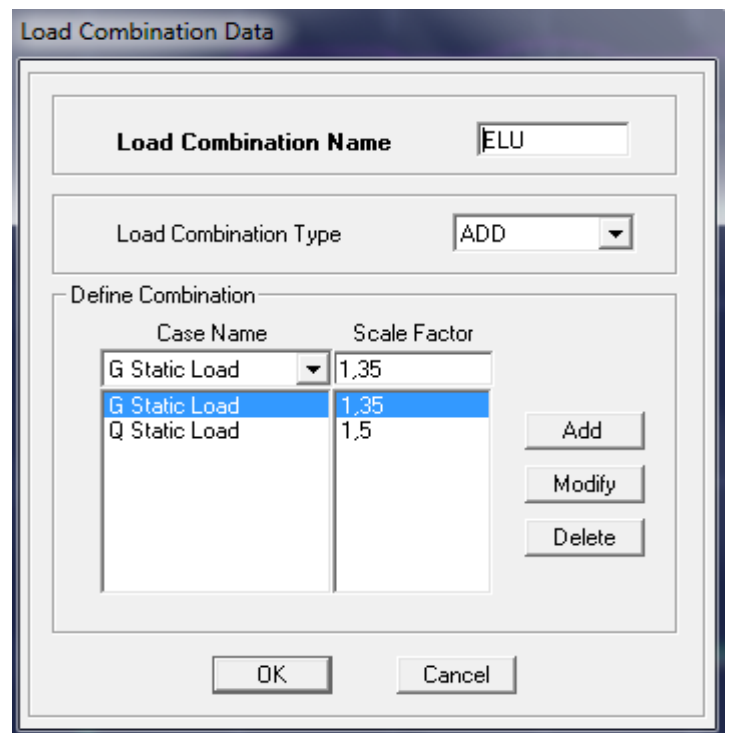
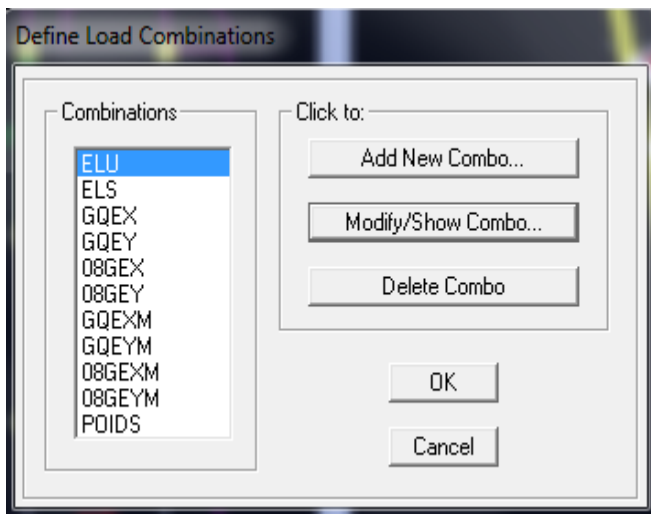
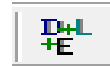
- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :





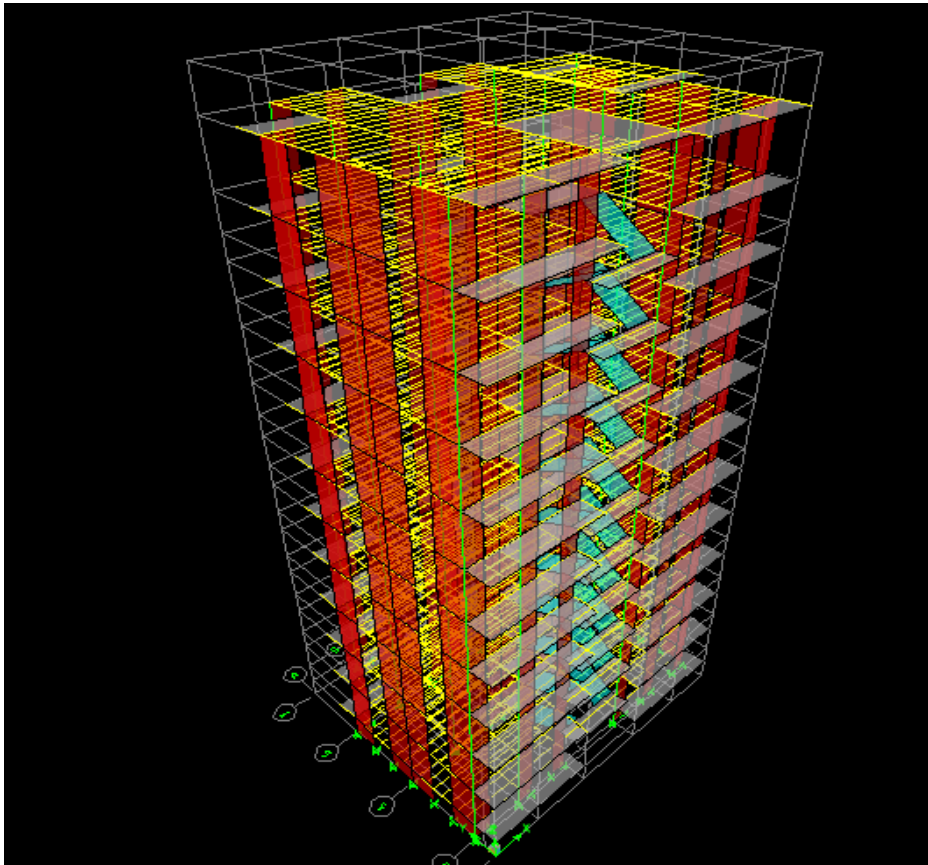
*Interface d'introduction des diaphragmes.*

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :

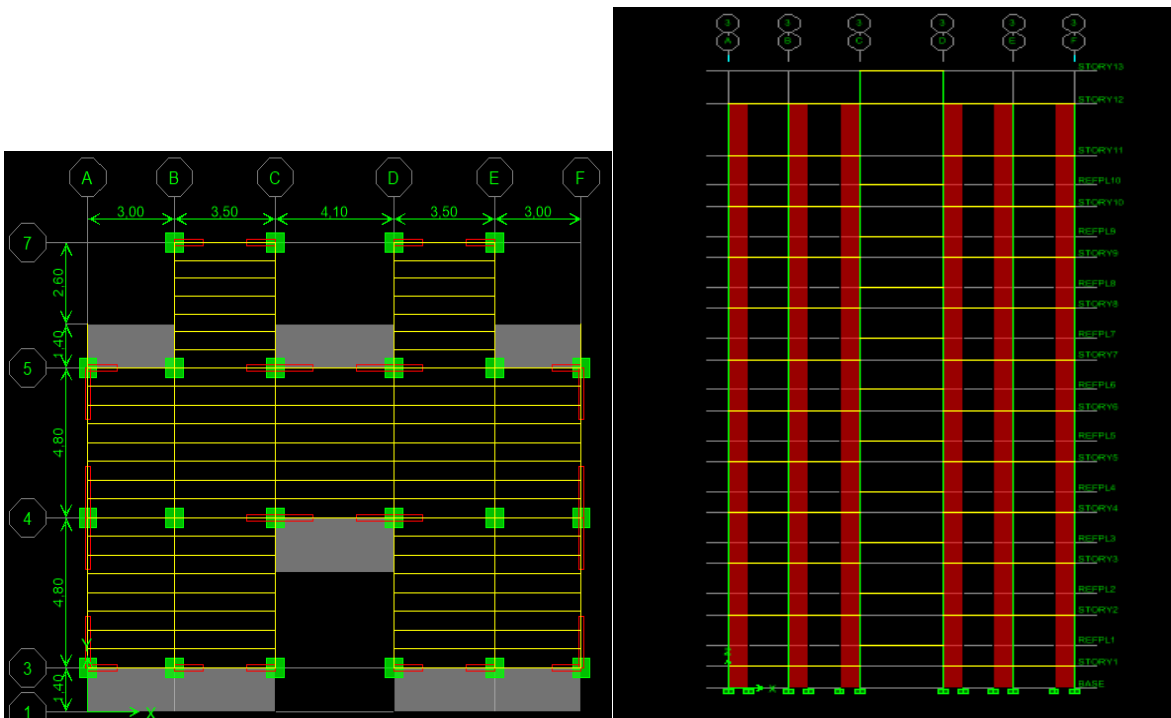


*Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.*

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.



Et d'autres visualisations permettent de voir la structure en plan et en élévation :



**Vérification des Exigences du RPA :**

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements relatifs.
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux
7. Justification du système de contreventement

**1. Vérification de l'excentricité :**

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx.$$

$$|YCM - YCR| \leq 5\% Ly.$$

Avec:

*XCM* : Le centre de masse.

*XCR* : Le centre de torsion.

**Les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion.**

Center Mass Rigidity							
Edit		View					
Center Mass Rigidity							
	Story	Diaphragm	MassX	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	STORY1	D1	433,5766	8,539	7,441	8,550	7,941
	STORY2	D2	488,2517	8,551	7,355	8,550	7,916
	STORY3	D3	479,8070	8,551	7,363	8,550	7,832
	STORY4	D4	455,2237	8,490	7,420	8,550	7,744
	STORY5	D5	449,3113	8,551	7,332	8,550	7,648
	STORY6	D6	444,0151	8,551	7,326	8,550	7,543
	STORY7	D7	435,8442	8,551	7,316	8,550	7,429
	STORY8	D8	432,9640	8,551	7,312	8,550	7,303
	STORY9	D9	432,5456	8,551	7,301	8,550	7,172
	STORY10	D10	434,7574	8,551	7,313	8,550	7,035
	STORY11	D11	428,2643	8,563	7,390	8,550	6,898
	STORY12	D12	338,1160	8,550	6,863	8,550	6,749
	STORY13	D13	32,6092	8,550	3,456	8,550	4,029

**Suivant le sens x-x :** On doit vérifier que :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx.$$

## Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Story	Diaphragma	XCM	XCR	X <sub>CM</sub> - X <sub>CR</sub>	5% L <sub>x</sub>	condition
1	DA1	8,539	8,55	0,011	0,855	vérifiée
2	DA2	8,551	8,55	0,001	0,855	vérifiée
3	DA3	8,551	8,55	0,001	0,855	vérifiée
4	DA4	8,49	8,55	0,06	0,855	vérifiée
5	DA5	8,551	8,55	0,001	0,855	vérifiée
6	DA6	8,551	8,55	0,001	0,855	vérifiée
7	DA7	8,551	8,55	0,001	0,855	vérifiée
8	DA8	8,551	8,55	0,001	0,855	vérifiée
9	DA9	8,551	8,55	0,001	0,855	vérifiée
10	DA10	8,551	8,55	0,001	0,855	vérifiée
11	DA11	8,563	8,55	0,013	0,855	vérifiée
12	DA12	8,55	8,55	0	0,855	vérifiée
13	DA13	8,55	8,55	0	0,855	vérifiée

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5 \% L_y .$$

## Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Story	Diaphragma	YCM	YCR	X <sub>CM</sub> - X <sub>CR</sub>	5% L <sub>y</sub>	condition
1	DA1	7,441	7,941	0,5	0,75	vérifiée
2	DA2	7,355	7,916	0,561	0,75	vérifiée
3	DA3	7,363	7,832	0,469	0,75	vérifiée
4	DA4	7,42	7,744	0,324	0,75	vérifiée
5	DA5	7,332	7,648	0,316	0,75	vérifiée
6	DA6	7,326	7,543	0,217	0,75	vérifiée
7	DA7	7,316	7,429	0,113	0,75	vérifiée
8	DA8	7,312	7,303	0,009	0,75	vérifiée
9	DA9	7,301	7,172	0,129	0,75	vérifiée
10	DA10	7,313	7,035	0,278	0,75	vérifiée
11	DA11	7,39	6,898	0,492	0,75	vérifiée
12	DA12	6,863	6,749	0,114	0,75	vérifiée
13	DA13	3,456	4,029	0,573	0,75	vérifiée

**2. Pourcentage de la participation de la masse modale :**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y), (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au quinzième mode dans le sens(x-x) et au quatorzième mode dans le sens (y-y), d'où la condition du RPA est vérifiée.

**Pourcentage de participation de la masse modale.**

Modal Participating Mass Ratios

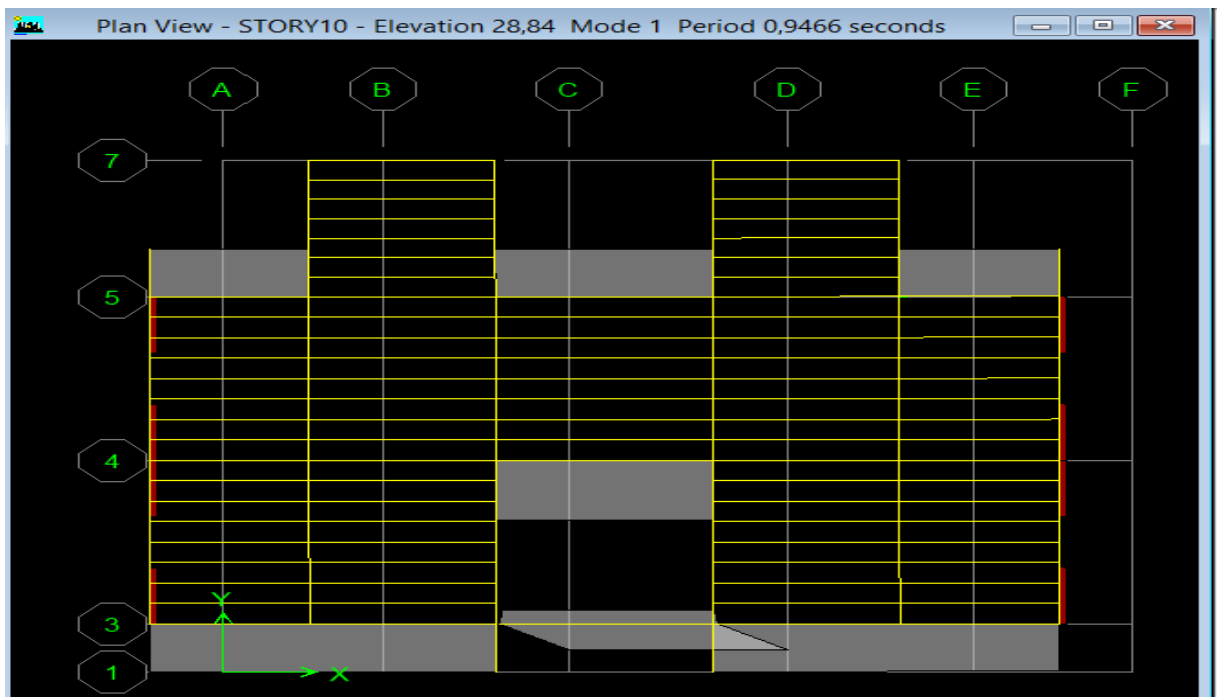
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.946604	68,9442	0,0018	0,0000	68,9442	0,0018	0,0000	0,0025
2	0.904340	0,0018	69,6409	0,0000	68,9460	69,6428	0,0000	99,6316
3	0.621434	0,0028	0,0001	0,0000	68,9488	69,6428	0,0000	0,0001
4	0.293628	13,3647	0,0000	0,0000	82,3136	69,6428	0,0000	0,0000
5	0.279553	0,0000	13,5329	0,0000	82,3136	83,1757	0,0000	0,0554
6	0.193828	0,0202	0,0001	0,0000	82,3338	83,1758	0,0000	0,0000
7	0.151404	4,3858	0,0000	0,0000	86,7196	83,1758	0,0000	0,0000
8	0.146113	0,0000	3,9975	0,0000	86,7196	87,1733	0,0000	0,2171
9	0.123891	0,0001	1,0869	0,0000	86,7197	88,2602	0,0000	0,0284
10	0.122774	0,9030	0,0002	0,0000	87,6228	88,2603	0,0000	0,0000
11	0.106080	0,0643	0,0000	0,0000	87,6870	88,2603	0,0000	0,0000
12	0.098607	0,0000	0,0000	0,0000	87,6870	88,2604	0,0000	0,0000
13	0.090272	2,2995	0,0006	0,0000	89,9865	88,2610	0,0000	0,0000
14	0.088334	0,0008	2,6051	0,0000	89,9873	90,8661	0,0000	0,0132
15	0.079846	0,0908	0,0007	0,0000	90,0781	90,8668	0,0000	0,0000
16	0.079272	0,0249	0,0000	0,0000	90,1029	90,8668	0,0000	0,0000
17	0.079035	0,0152	0,0001	0,0000	90,1182	90,8669	0,0000	0,0000
18	0.078803	0,0135	0,0000	0,0000	90,1316	90,8669	0,0000	0,0000
19	0.078607	0,0064	0,0000	0,0000	90,1380	90,8669	0,0000	0,0000
20	0.078490	0,0043	0,0000	0,0000	90,1423	90,8669	0,0000	0,0000

**Comportement de la structure :**

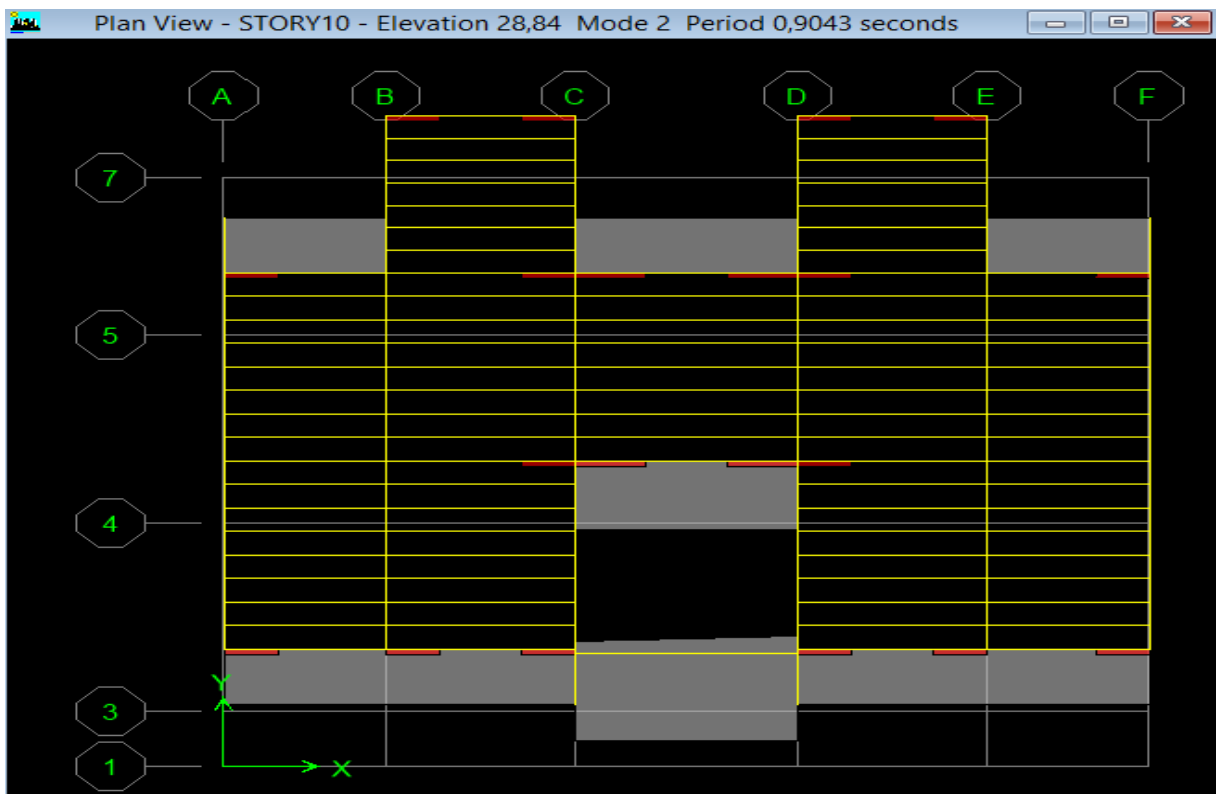
Modal Participating Mass Ratios

SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0,0018	0,0000	0,0025	99,5351	0,0126	0,0025	99,5351	0,0126
69,6428	0,0000	99,6316	0,0025	0,0002	99,6341	99,5376	0,0128
69,6428	0,0000	0,0001	0,0002	70,2748	99,6342	99,5378	70,2876
69,6428	0,0000	0,0000	0,0886	0,0125	99,6342	99,6264	70,3001
83,1757	0,0000	0,0554	0,0000	0,0000	99,6896	99,6265	70,3001
83,1758	0,0000	0,0000	0,0106	12,8137	99,6896	99,6371	83,1138
83,1758	0,0000	0,0000	0,2597	0,0400	99,6896	99,8968	83,1537
87,1733	0,0000	0,2171	0,0000	0,0001	99,9067	99,8968	83,1538
88,2602	0,0000	0,0284	0,0000	0,0000	99,9351	99,8968	83,1538
88,2603	0,0000	0,0000	0,0232	0,1758	99,9351	99,9201	83,3296
88,2603	0,0000	0,0000	0,0003	0,4457	99,9351	99,9204	83,7753
88,2604	0,0000	0,0000	0,0002	4,2486	99,9351	99,9206	88,0239
88,2610	0,0000	0,0000	0,0145	0,0037	99,9351	99,9352	88,0276
90,8661	0,0000	0,0132	0,0000	0,0003	99,9483	99,9352	88,0279
90,8668	0,0000	0,0000	0,0020	0,0331	99,9483	99,9371	88,0610
90,8668	0,0000	0,0000	0,0000	0,0035	99,9483	99,9372	88,0646
90,8669	0,0000	0,0000	0,0001	0,0064	99,9483	99,9373	88,0710
90,8669	0,0000	0,0000	0,0001	0,0081	99,9483	99,9373	88,0791
90,8669	0,0000	0,0000	0,0000	0,0048	99,9483	99,9373	88,0839
90,8669	0,0000	0,0000	0,0026	0,0050	99,9483	99,9400	88,0889

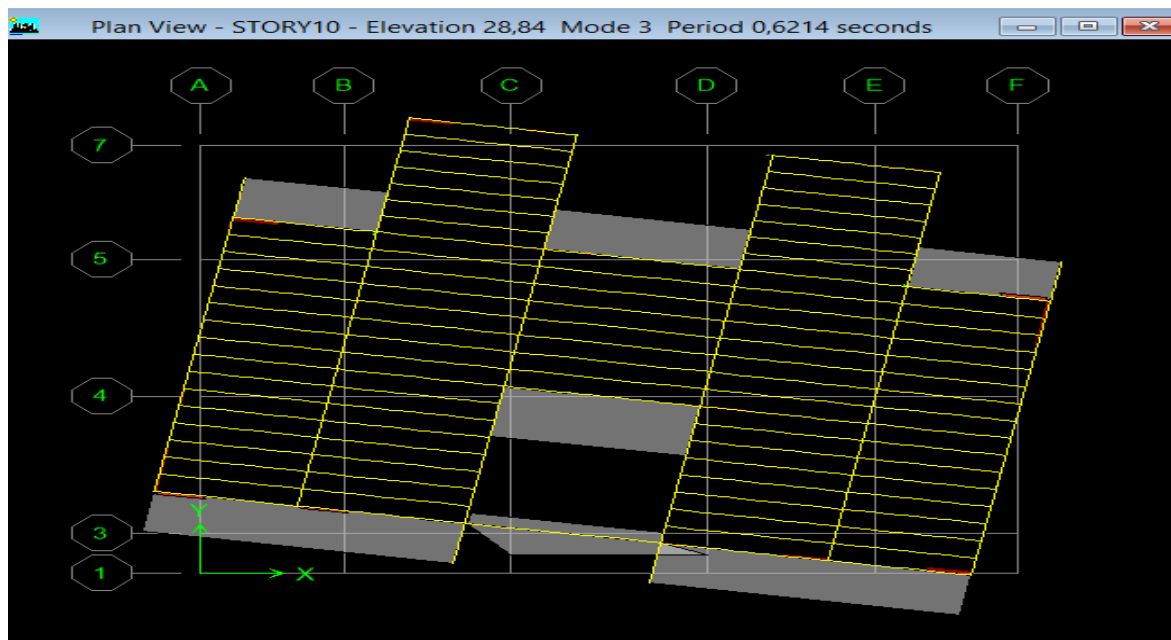
Le premier mode représente une translation suivant (x-x)



Le deuxième mode représente une translation suivant (y-y)



Le troisième mode représente une rotation suivant (z-z)



### 3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/V2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{dynamique}}$  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  $V_{\text{MSE}}$  ou ( $0,8V_{\text{MSE}} < V_{\text{dyn}}$ )

#### Calcul de l'action sismique :

Calcul de la force sismique totale  $V_{\text{MSE}}$  appliquée à la base de la structure

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau suivant :

La zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- Groupe d'usage : groupe 2.

- Zone sismique : zone IIa

Donc **A = 0,15**

**R : coefficient de comportement global de la structure**

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement tel que défini dans le tableau suivant :

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$ .

**Q: Facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0,05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05

<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,15$

W : Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation  $\beta = 0,2$  d'après le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	<b>Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés</b>	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30  0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

D'après l'ETABS on a :  $W = 53836,74 \text{ KN}$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau suivant

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement

Donné par la formule :  $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Donnée par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour un contreventement mixte on prend  $\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,816$

#### Estimation de la période fondamentale de la structure (4.2.4)

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{T = C_T h_N^{3/4}} \quad \text{RPA(4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage  
 $C_T = 0,05$  d'après le tableau suivant :

Cas n°	Système de contreventement	C <sub>T</sub>
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule

$$T_{xy} = \frac{0,09h_N}{\sqrt{d_{xy}}} \quad \text{RPA (4-7)}$$

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0,05(h_N)^{0,75} = 0,05(36,96)^{0,75} = 0,75s$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 36,96}{\sqrt{17,6}} = 0,804s$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 36,96}{\sqrt{15}} = 0,858s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4-6) et (4-7)

$$T_x = \min ( T_x , T_c ) = 0,75s$$

$$T_y = \min ( T_y , T_c ) = 0,75s$$

D'après RPA les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$Temp = 0,75 \times 1,3 = 0,975s$$

$$T_{analytique} = 0,946s \text{ (ETABS)}$$

$$Temp = 0,975s > T_{anly} = 0,946s$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 = 0,4s \leq T = 0,975s \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$D = 2,5 \times 0,816(0,4/0,975)^{0,75}$$

$$D = 1,045$$

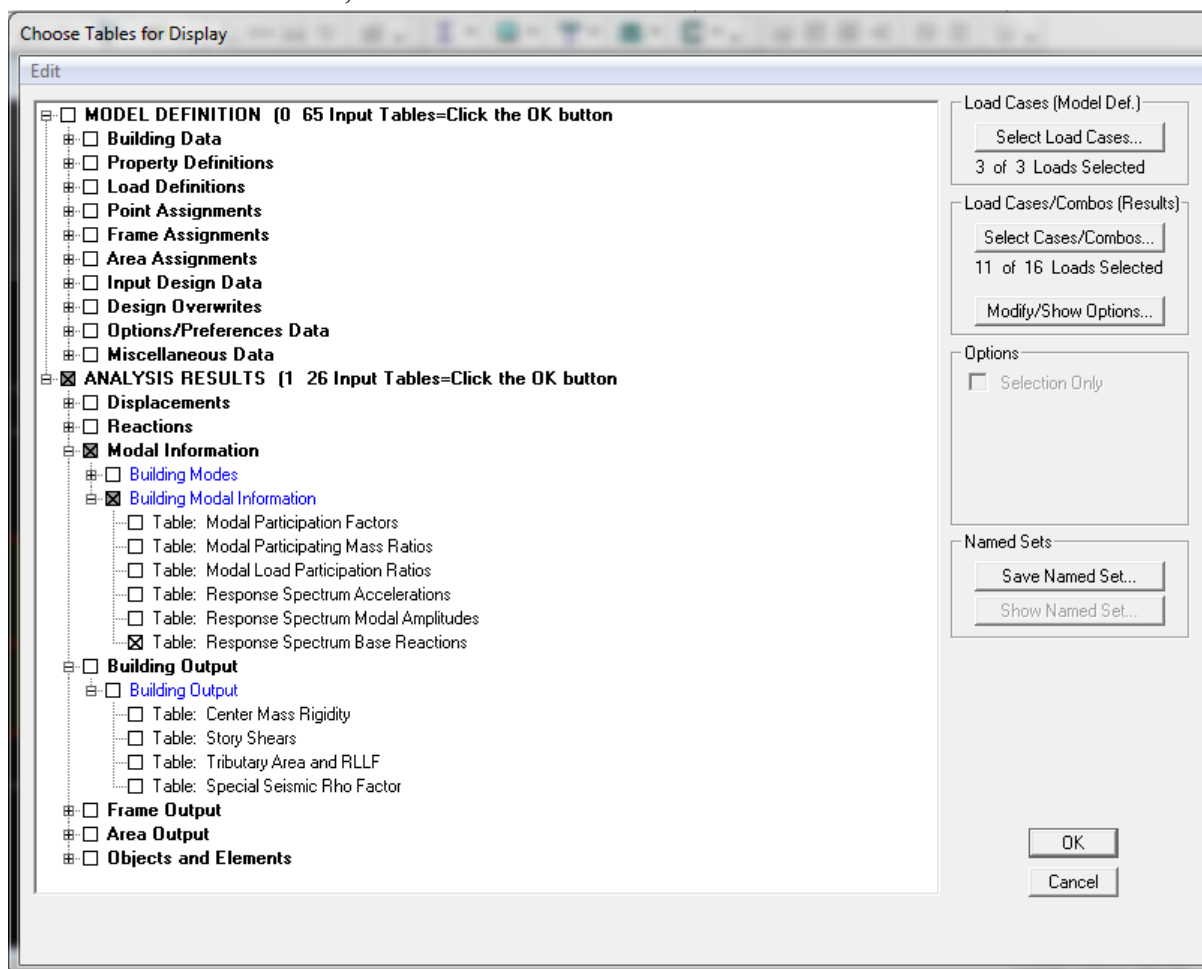
Donc :

$$V_{MSE} = \frac{0,15 \times 1,045 \times 1,15}{5} 53836,74 = 1940,95 \text{ KN}$$

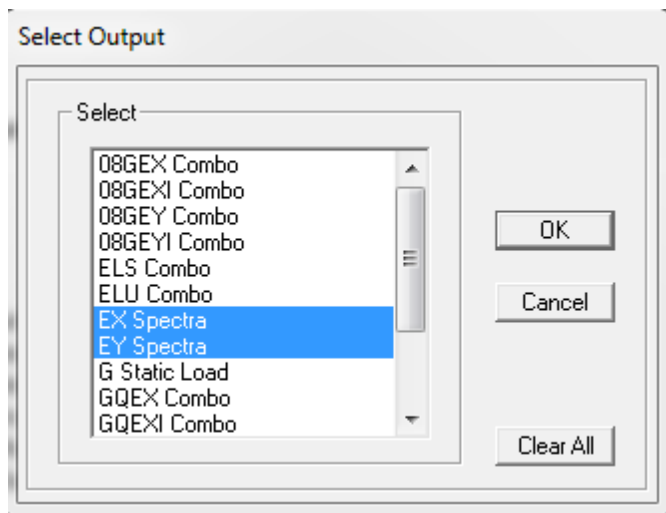
#### ❖ Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display puis show tables**

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



Sélectionner la case select cases /combos puis la fenêtre suivante s'affiche



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F_1 = 1920,38 [KN]$$

$$V_{ydyn} = F_2 = 1999,40 [KN]$$

Sens	V <sub>MSE</sub>	0,8V <sub>MSE</sub>		V <sub>dyn</sub>	
longitudinal	1940,95	1552,76	<	1920,38	vérifier
transversal	1940,95	1552,76	<	1999,40	vérifier

**4. Déplacement relatifs :**

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43):  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k - 1) est égal à:  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

**Suivant EX :**

Story	he	$\delta_e$	R	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	1% h étage	CONDITION
13	2	0,00051	5	0,00255	0,001795	0,000755	2	Vérifiée
12	3,06	0,000359	5	0,001795	0,00223	-0,000435	3,06	Vérifiée
11	3,06	0,000446	5	0,00223	0,002505	-0,000275	3,06	Vérifiée
10	3,06	0,000501	5	0,002505	0,002695	-0,00019	3,06	Vérifiée
9	3,06	0,000539	5	0,002695	0,002795	-0,0001	3,06	Vérifiée
8	3,06	0,000559	5	0,002795	0,00283	-0,000035	3,06	Vérifiée
7	3,06	0,000566	5	0,00283	0,00282	0,00001	3,06	Vérifiée
6	3,06	0,000564	5	0,00282	0,002775	0,000045	3,06	Vérifiée
5	3,06	0,000555	5	0,002775	0,00258	0,000195	3,06	Vérifiée

4	3,06	0,000516	5	0,00258	0,002235	0,000345	3,06	Vérifiée
3	3,06	0,000447	5	0,002235	0,001455	0,00078	3,06	Vérifiée
2	3,06	0,000291	5	0,001455	0,00048	0,000975	3,06	Vérifiée
1	1,3	0,000096	5	0,00048	0	0,00048	1,3	Vérifiée

**Suivant y-y :**

Story	he	$\delta_e$	R	$\delta_{\kappa}$	$\delta_{\kappa-1}$	$\Delta_{\kappa}$	1% h étage	CONDITION
13	2	0,000473	5	0,002365	0,001565	0,0008	2	Vérifiée
12	3,06	0,000313	5	0,001565	0,00212	-0,000555	3,06	Vérifiée
11	3,06	0,000424	5	0,00212	0,00235	-0,00023	3,06	Vérifiée
10	3,06	0,00047	5	0,00235	0,00252	-0,00017	3,06	Vérifiée
9	3,06	0,000504	5	0,00252	0,00262	-0,0001	3,06	Vérifiée
8	3,06	0,000524	5	0,00262	0,00264	-0,00002	3,06	Vérifiée
7	3,06	0,000528	5	0,00264	0,002615	0,000025	3,06	Vérifiée
6	3,06	0,000523	5	0,002615	0,002585	0,00003	3,06	Vérifiée
5	3,06	0,000517	5	0,002585	0,002425	0,00016	3,06	Vérifiée
4	3,06	0,000485	5	0,002425	0,002145	0,00028	3,06	Vérifiée
3	3,06	0,000429	5	0,002145	0,001425	0,00072	3,06	Vérifiée
2	3,06	0,000285	5	0,001425	0,00051	0,000915	3,06	Vérifiée
1	1,3	0,000102	5	0,00051	0	0,00051	1,3	Vérifiée

**Conclusion :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la condition de l'article (5.10) du RPA99/2003 est vérifiée.

**5. Vérification de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignorée** dans le calcul.

- **Il y'a deux types d'effet P-Delta :**

**Le grand effet P- $\Delta$**  : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

**Le petit effet P- $\delta$**  : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2<sup>eme</sup> ordre. Les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si  $\theta_k \leq 0.1$  : effet P – Delta peut être négligé.

Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1$$

Avec :

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au – dessus du niveau «k»

$$P_k = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau «k»

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k – 1»

$h_k$ : hauteur d'étage «k».

Sens xx :

**Tableau V-6: Vérification de l'effet P –  $\Delta$ .**

Story	he	p	$\Delta_k(x)$	$P\Delta_k(x)$	$V_{xk}$	he $V_{xk}$	$\theta_x$
13	2	311,99	0,000755	0,23555245	57,83	115,66	0,00203659
12	3,06	3176,89	-0,000435	-1,381947	358,87	1098,1422	-0,0012584
11	3,06	7359,32	-0,000275	-2,023813	650,94	1991,8764	-0,0010163
10	3,06	11756,4	-0,00019	-2,233716	898	2747,88	-0,0008128
9	3,06	16131,54	-0,0001	-1,613154	1099,72	3365,1432	-0,0004793
8	3,06	20510,51	-0,000045	-0,717867	1265,76	3873,2256	-0,0001853
7	3,06	24880,27	0,00001	0,2488027	1411,82	4320,1692	5,7591E-05
6	3,06	29330,87	0,000045	1,31988915	1545,41	4728,9546	0,00027911
5	3,06	33885,08	0,000195	6,6075906	1671,22	5113,9332	0,00129208
4	3,06	38388,15	0,000345	13,2439118	1778,61	5442,5466	0,0024334
3	3,06	43192,28	0,00078	33,6899784	1860,37	5692,7322	0,00591807
2	3,06	48142,21	0,000975	46,9386548	1911,75	5849,955	0,00802376
1	1,3	53078,46	0,00048	25,4776608	1920,39	2496,507	0,01020532

**Sens yy**

Story	he	p	$\Delta_k(y)$	$P\Delta_k(x)$	$V_{yk}$	he $V_{yk}$	$\theta_x$
13	2	311,99	0,0008	0,249592	62,39	124,78	0,0020002
12	3,06	3176,89	-0,000555	-1,7631739	372,15	1138,779	-0,0015483
11	3,06	7359,32	-0,00023	-1,6926436	667,32	2041,9992	-0,0008289
10	3,06	11756,4	-0,00017	-1,998588	924,38	2828,6028	-0,0007065
9	3,06	16131,54	-0,00001	-1,613154	1137,42	3480,5052	-0,000463

8	3,06	20510,51	-0,00002	-0,4102102	1313,69	4019,8914	-0,0001020
7	3,06	24880,27	0,000025	0,62200675	1464,12	4480,2072	0,00013883
6	3,06	29330,87	0,00003	0,8799261	1605,18	4911,8508	0,00017914
5	3,06	33885,08	0,00016	5,4216128	1735,56	5310,8136	0,00102086
4	3,06	38388,15	0,00028	10,748682	1847,57	5653,5642	0,00190122
3	3,06	43192,28	0,00072	31,0984416	1932,26	5912,7156	0,00525959
2	3,06	48142,21	0,000915	44,0501222	1988,27	6084,1062	0,0072402
1	1,3	53078,46	0,00051	27,0700146	1999,14	2598,882	0,01041602

On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à « 0,1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### 6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art7.4.3.1)

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$N_d$ : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$ : la résistance caractéristique du béton

story	$N_d$	$B_c$	$f_{c28}$	$\frac{N_d}{(B_c \times f_{c28})}$	$\leq 0,3$	condition
13	97,61	300*300	25	0,043	0,3	Vérifiée
12	114,09	300*300	25	0,05	0,3	Vérifiée
11	179,38	300*300	25	0,08	0,3	Vérifiée
10	295,35	300*300	25	0,131	0,3	Vérifiée
9	419,1	300*300	25	0,186	0,3	Vérifiée
8	555,61	300*300	25	0,246	0,3	Vérifiée
7	712,31	350*350	25	0,23	0,3	Vérifiée
6	885,15	400*400	25	0,221	0,3	Vérifiée
5	1069,76	400*400	25	0,27	0,3	Vérifiée
4	1280,28	500*500	25	0,2	0,3	Vérifiée
3	1504,87	500*500	25	0,24	0,3	Vérifiée
2	1735,81	500*500	25	0,28	0,3	Vérifiée
1	1956,91	600*600	25	0,22	0,3	Vérifiée

### 7. Justification du système de contreventement :

#### ➤ Pour les charges verticales :

D'après les résultats d'ETABS :

On a :

$$\begin{cases} W_t = \sum F_z = 53063,13 [KN] \Rightarrow 100\% \\ W_{voile} = 23541,84 [KN] \Rightarrow X\% \end{cases}$$

$W_t$  : le poids total.

$W_{voile}$  : le poids supporté par les voiles.

$$\begin{cases} X\% = \frac{(23541,84 \times 100)}{53063,13} = 44,3\% \\ \% \text{ des portiques} = 100\% - 44,3\% = 55,7\% \end{cases}$$

#### ➤ Pour les charges horizontales :

##### 1- Sens xx :

Section Cutting Line Projected Coordinates			Resultant Force Location and Angle			
	X	Y	X	Y	Z	Angle
Start Point	-1,7831	0	9,4347	0,4325	0,	359,6385
End Point	20,6524	0				

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	1920,3957	12,4906	2,894E-03
Moment	0,	0,	0,	249,1423	44164,353	12894,0443

D'après les résultats d'ETABS on résume les résultats dans le tableau suivant :

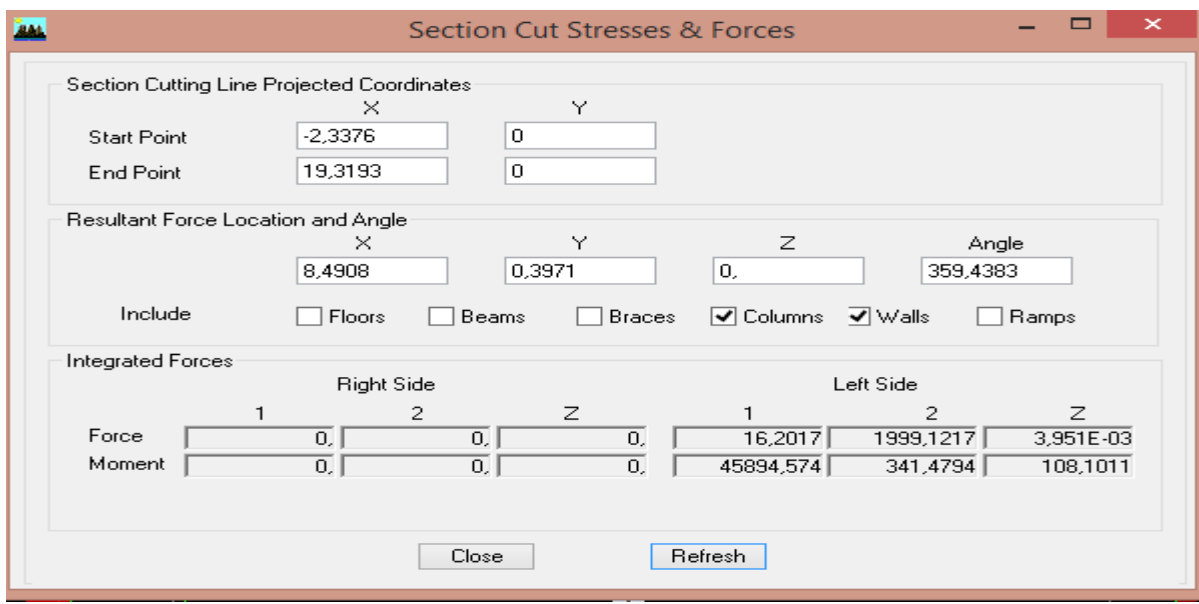
$V_x$ total	1920,39	Pourcentage %
$V_{pot}$	664,29	34,6%
$V_{voil}$	1256,13	65,4%

$V_x$  : effort tranchant.

$V_{voil}$  : effort tranchant repris par les voiles longitudinal.

$V_{pot}$  : effort tranchant repris par les poteaux

2- Sens y-y:



on résume les résultats dans le tableau suivant :

<b>V<sub>y</sub>total</b>	<b>1999,12</b>	<b>Pourcentage %</b>
<b>V<sub>pot</sub></b>	<b>850</b>	<b>42,6 %</b>
<b>V<sub>voil</sub></b>	<b>1148,75</b>	<b>57,4%</b>

*V<sub>y</sub> : effort tranchant.*

*V<sub>voil</sub> : effort tranchant repris par les voiles transversal.*

*V<sub>pot</sub> : effort tranchant repris par les poteaux*

**Remarque :**

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

**VI-1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**VI-2. Ferrailage des poutres :**

Etant donné que les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques Les combinaisons de charges à prendre sont celle de BAEL 91, et le RPA 1999 version 2003.

➤ **Combinaisons du BAEL 91 :**

ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$

ELS :  $G + Q$

➤ **Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

**Remarque :**

- L'action due au vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable devant celle du séisme.

**VI-3 Recommandations du RPA99 version 2003 : (7.5.2)**❖ **Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

*Poutres principales :*  $A_{min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2.$

*Poutres secondaires :*  $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2.$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

**En zone courante :**

*Poutres principales :*  $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2.$

*Poutres secondaires :*  $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2.$

**En zone de recouvrement :**

$$Poutres principales : A_{max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2.$$

$$Poutres secondaires : A_{max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2.$$

La longueur du recouvrement est de  $40 \phi$  (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**❖ Armatures transversales (art 7-5-2-2 de RPA99 version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h/4, 12\phi)$$

- En dehors de la zone nodale:  $S_t \leq h/2$

La valeur du diamètre  $\Phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI-4. Etapes de calcul à L'ELU:**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

$A_s$ : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion  $M_u$  supporté par la section.

**➤ Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

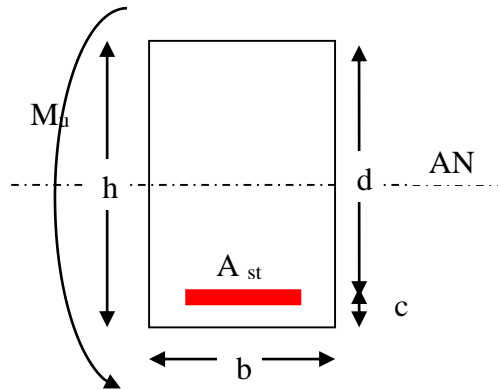
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

**➤ Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  » :**

Le moment réduit limite  $\mu$  est égale à **0,392** pour les armateurs  $f_e 400$ .

Si  $\mu \leq \mu_l$  la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus

$$\text{alors : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



Si  $\mu \geq \mu_l$  la section est doublement armée  $c - \bar{a} - d$  la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$\text{On calcul: } \begin{cases} M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

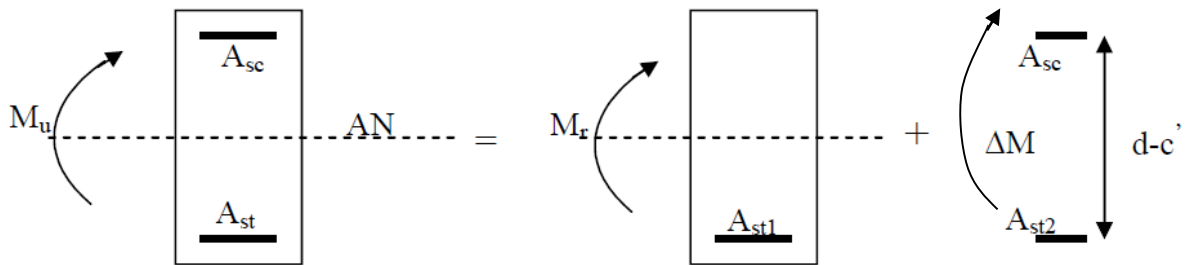
Avec :

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$ : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



**Remarque:**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d.  $\Delta M < 0,4M_u$  (**Art BAEL B66**).

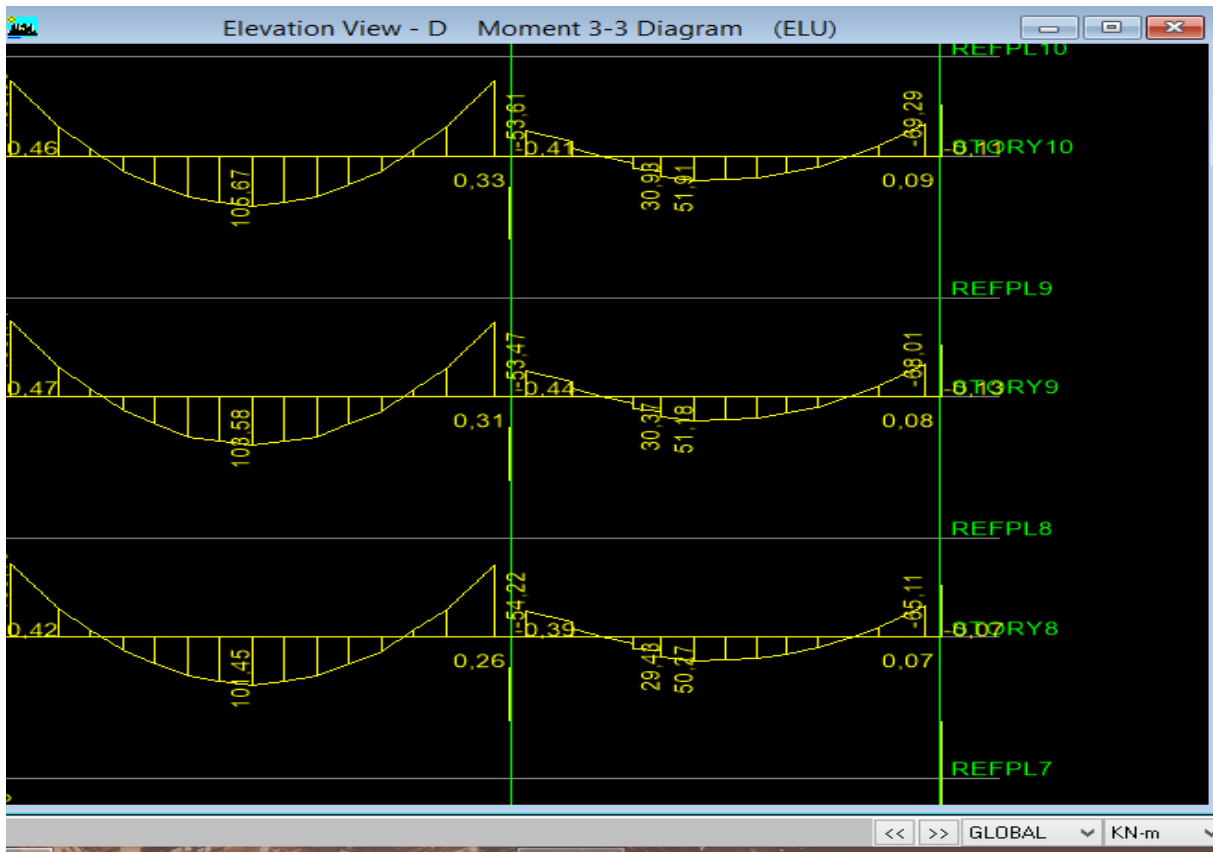
**VI-4-1.Ferrailage des poutres :**

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

**VI-4-1-1.poutres principales :**

**a) Tableau VI-1 Ferrailage en travée :**

Niveau	M	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
13	78,72	0,121	SSA	0,936	6,35	6	9,23	3HA14+3HA14
12	83,34	0,128	SSA	0,931	6,77	6	9,23	3HA14+3HA14
11	107,55	0,165	SSA	0,910	8,94	6	9,23	3HA14+3HA14
10	105,66	0,162	SSA	0,911	8,77	6	9,23	3HA14+3HA14
9	103,64	0,159	SSA	0,913	8,58	6	9,23	3HA14+3HA14
8	101,48	0,156	SSA	0,915	8,38	6	9,23	3HA14+3HA14
7	98,78	0,152	SSA	0,917	8,14	6	9,23	3HA14+3HA14
6	96,00	0,147	SSA	0,920	7,89	6	9,23	3HA14+3HA14
5	95,26	0,146	SSA	0,921	7,82	6	9,23	3HA14+3HA14
4	94,09	0,144	SSA	0,922	7,71	6	9,23	3HA14+3HA14
3	93,32	0,143	SSA	0,923	7,64	6	9,23	3HA14+3HA14
2	93,03	0,143	SSA	0,923	7,62	6	9,23	3HA14+3HA14
1	92,84	0,142	SSA	0,923	7,60	6	9,23	3HA14+3HA14



b) Tableau VI-2 Ferrailage aux appuis :

Niveau	M	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
13	-50,03	0,057	SSA	0,971	3,38	6	9,42	3HA16+3HA12
12	-105,68	0,121	SSA	0,936	7,42	6	9,42	3HA16+3HA12
11	-131,18	0,151	SSA	0,918	9,4	6	9,42	3HA16+3HA12
10	-129,5	0,149	SSA	0,919	9,27	6	9,42	3HA16+3HA12
9	-129,98	0,15	SSA	0,918	9,31	6	9,42	3HA16+3HA12
8	-129,44	0,149	SSA	0,919	9,26	6	9,42	3HA16+3HA12
7	-124,73	0,143	SSA	0,923	8,89	6	9,42	3HA16+3HA12
6	-120,75	0,139	SSA	0,925	8,58	6	9,42	3HA16+3HA12
5	-121,26	0,139	SSA	0,925	8,62	6	9,42	3HA16+3HA12
4	-113,99	0,131	SSA	0,93	8,06	6	9,42	3HA16+3HA12
3	-109,9	0,126	SSA	0,932	7,75	6	9,42	3HA16+3HA12
2	-106,51	0,122	SSA	0,935	7,49	6	9,42	3HA16+3HA12
1	-93,29	0,107	SSA	0,944	6,5	6	9,42	3HA16+3HA12

VI-4-1-2.poutres secondaires :a) Tableau VI-3 Ferrailage en travée:

Niveau	M	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
13	14,393	0,0293	SSA	0,985	1,27	5,25	6,78	3HA12+3HA12
12	63,5	0,129	SSA	0,93	5,52	5,25	6,78	3HA12+3HA12
11	70,24	0,143	SSA	0,922	6,63	5,25	6,78	3HA12+3HA12
10	65,99	0,134	SSA	0,928	6,19	5,25	6,78	3HA12+3HA12
9	59,6	0,121	SSA	0,935	5,55	5,25	6,78	3HA12+3HA12
8	49,65	0,101	SSA	0,946	4,57	5,25	6,78	3HA12+3HA12
7	38,59	0,078	SSA	0,959	3,5	5,25	6,78	3HA12+3HA12
6	32,1	0,065	SSA	0,966	2,89	5,25	6,78	3HA12+3HA12
5	23,878	0,048	SSA	0,975	2,13	5,25	6,78	3HA12+3HA12
4	14,418	0,029	SSA	0,985	1,27	5,25	6,78	3HA12+3HA12
3	11,08	0,022	SSA	0,989	0,97	5,25	6,78	3HA12+3HA12
2	7,53	0,0153	SSA	0,992	0,66	5,25	6,78	3HA12+3HA12
1	5,96	0,0121	SSA	0,994	0,52	5,25	6,78	3HA12+3HA12

b) **Tableau VI-4 Ferrailage aux appuis :**

Niveau	M	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
13	-23,5	0,036	SSA	0,982	1,81	5,25	6,78	3HA12+3HA12
12	-45,24	0,071	SSA	0,963	3,55	5,25	6,78	3HA12+3HA12
11	-67,91	0,106	SSA	0,944	5,45	5,25	6,78	3HA12+3HA12
10	-64,44	0,101	SSA	0,946	5,16	5,25	6,78	3HA12+3HA12
9	-62,4	0,097	SSA	0,948	4,98	5,25	6,78	3HA12+3HA12
8	-56,99	0,089	SSA	0,953	4,53	5,25	6,78	3HA12+3HA12
7	-52,93	0,083	SSA	0,956	4,19	5,25	6,78	3HA12+3HA12
6	-53,2	0,083	SSA	0,956	4,21	5,25	6,78	3HA12+3HA12
5	-48,45	0,076	SSA	0,96	3,82	5,25	6,78	3HA12+3HA12
4	-41,6	0,065	SSA	0,966	3,26	5,25	6,78	3HA12+3HA12
3	-37,52	0,058	SSA	0,97	2,92	5,25	6,78	3HA12+3HA12
2	-28,35	0,044	SSA	0,978	2,19	5,25	6,78	3HA12+3HA12
1	-12,98	0,02	SSA	0,99	0,99	5,25	6,78	3HA12+3HA12

**Conclusion :****Poutre principale :**

Les poutres principales seront ferrillées comme suit

***En travée :***

$$(6HA14 \text{ inf} + 3HA12 \text{ de montage sup}) = 12,62\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2$$

***Aux appuis :***

$$(3HA16 \text{ sup} + 3HA12 \text{ sup} + 3HA14 \text{ de montage inf}) = 14,04\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2$$

**Poutre secondaire :*****En travée :***

$$(6HA12 + 3HA12 \text{ de montage sup}) = 10,17\text{cm}^2 > A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

***Aux appuis :***

$$(6HA12 \text{ sup} + 3HA12 \text{ de montage inf}) = 10,17\text{cm}^2 > A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

**VI-4-2. Vérifications à l'ELU****VI-4-2-1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2,1 /BAEL 91 modifié 99):**

$$A_{s\text{adopte}} \geq A_{\min}$$

**A. Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 9,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**B. Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**VI-4-2-2. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(Art A.6.1,3 /BAEL 91 modifié 99)**

Pour qu'il ne y'aura pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$V_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

**➤ Sens principal : (6HA14)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{225,15 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 2,49 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 2,49 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

**Sens secondaire : (6HA12)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,2 = 22,608 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{61,79 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226,08} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0,92 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

**VI-4-2-3. Vérification de la contrainte tangentielle :(Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

tel que  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33[MPa]$  La fissuration est peu nuisible.

➤ **Sens principal** :

$$V_u^{max} = 225,15KN.$$

D'où :  $\tau_u = \frac{225,15 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,96 < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$  ... .. condition vérifiée.

➤ **Sens secondaire** :

$$V_u^{max} = 61,79KN.$$

D'où :  $\tau_u = \frac{61,79 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,62 < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$  ... .. condition vérifiée.

**VI-4-2-4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**✚ **Influence sur le béton (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :**

Il faut vérifier que:  $V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ .

➤ **Sens principal** :

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 684,14 KN$$

$V_u = 225,15KN < \bar{V}_u = 684,14 KN$  ... .. condition vérifiée.

➤ **Sens secondaire** :

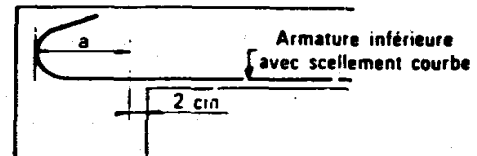
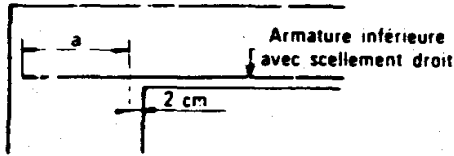
$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 594,12KN$$

$V_u = 61,79KN < \bar{V}_u = 594,12 KN$  ... .. condition vérifiée.

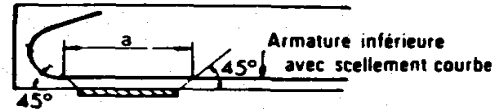
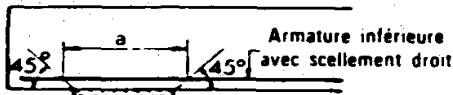
✚ **Influence sur les armatures (Art A.5.1,312/BEAL 91 modifié 99) :**

Il est possible de renforcer la résistance de la bielle d about en prévoyant un ferrailage suffisamment dense par exemple analogue a celui des poteaux.

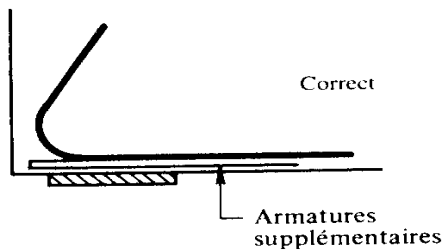
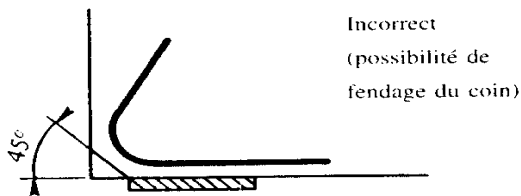
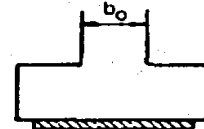
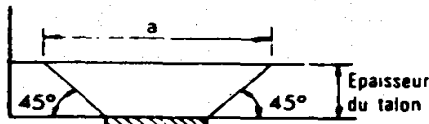
*Poutre à nervure rectangulaire reposant sur un poteau dont elle est solidaire.*



*Poutre à nervure rectangulaire reposant sur un appareil d'appui.*



*Poutre à talon reposant sur un appareil d'appui.*



Lorsqu'au droit d'un appui :  $V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$ ; on doit prolonger au – delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$D'où: A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right).$$

Avec :

$M_u$  est pris avec son signe.

$A_s$  : La section visée

Si :  $\left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ Sens principal :

$$\left( 225,15 - \frac{131,18}{0,9 \times 0,38} \right) = -151,42 < 0$$

✚ **Sens secondaire :**

$$\left( 61,79 - \frac{67,91}{0,9 \times 0,33} \right) = -166,86 < 0$$

**Conclusion :** il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

**VI-4-2-5. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

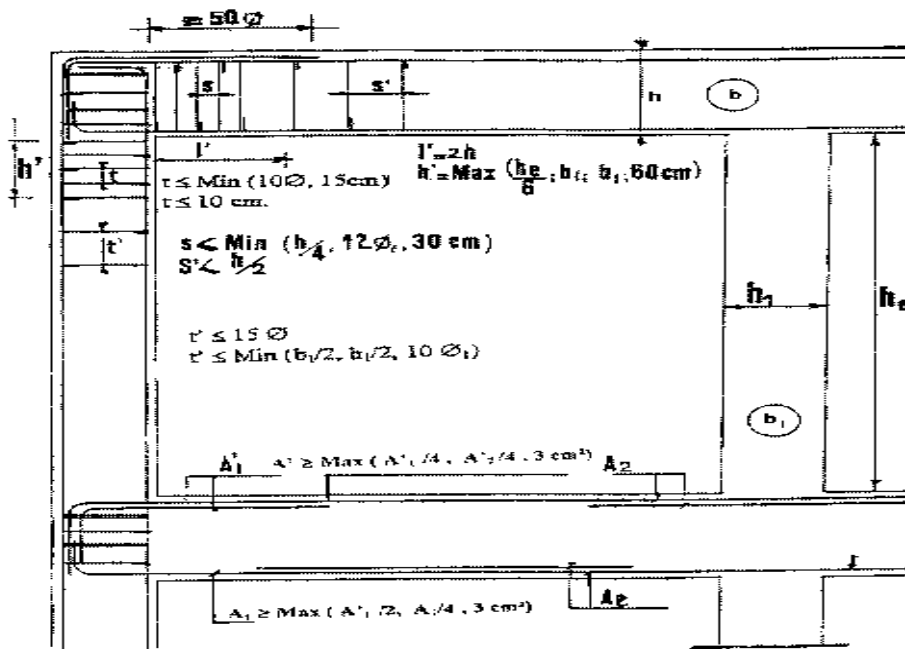
$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 [MPa]$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_s = 50 [\text{cm}]$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4l<sub>s</sub> » pour les barres à haute adhérence selon le (BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1 ,21).

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 20 [\text{cm}]$$

**VI-4-2-6. Calcul des armatures transversales : At = 0,003 x St x b ( RPA 7.5.2.2)**



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodal



2U superposés ( avec alternance dans l'orientation )

Fig 7.5 : Dispositions constructives des portiques

**A. Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_{t1} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) = 10[\text{cm}]$$

On prend :  $S_{t1} = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_{t2} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20[\text{cm}]$$

On prend :  $S_{t2} = 15 \text{ cm}$ .

**Donc:**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On opte pour un cadre et un étrier donc 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>

**B. Poutres secondaires:**

$$\text{Zone nodale : } S_{t1} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) = 8,75[\text{cm}]$$

On prend :  $S_{t1} = 8 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_{t2} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5[\text{cm}]$$

On prend :  $S_{t2} = 15 \text{ cm}$

**Donc:**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 [\text{cm}^2]$$

On opte pour un cadre et un étrier donc 4HA8=2,01[cm<sup>2</sup>]

**VI-4-2-7.Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \text{ en cm.}$$

$\phi_l$ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

**✚ Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min(1,14; 1,2; 3)$$

**✚ Poutres secondaire :**

$$\phi_t \leq \min(1; 1,2; 3)$$

**On a choisi : HA8**

$\phi_t = 0,8 \text{ cm} \leq (1,14; 1)$  Donc la condition est vérifiée

**Remarque :**



Avec :

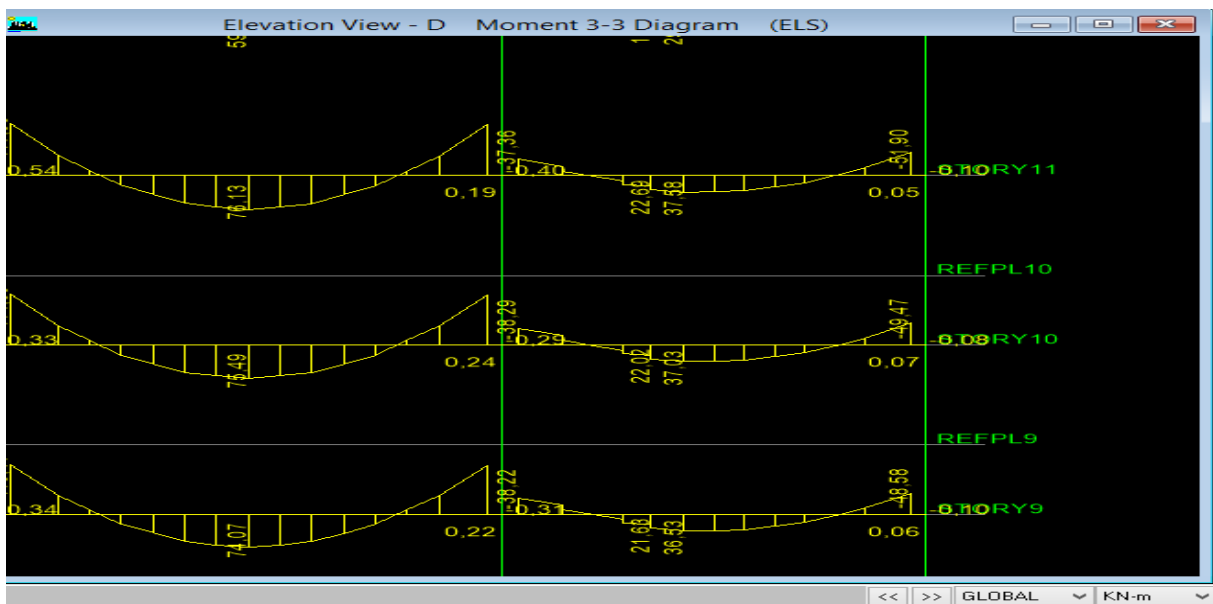
$\sigma_s$ : Contrainte de traction des aciers.

$A_s$ : Armatures adoptées à l'ELU.

$K_1$  et  $\beta_1$  : sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1$ .

➤ **Tableau VI-5: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	$M_s$	$A_s$	b	d	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Aux appuis	97,3	9,42	30	38	0,826	0,870	23,46	312	348	13,13	15	Vérifiée
en travées	76,7	9,23	30	38	0,809	0,872	24,06	251	348	10,41	15	Vérifiée



➤ **Tableau VI-6: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

	$M_s$	$A_s$	b	d	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Aux appuis	54,90	6,78	30	33	0,684	0,879	26,32	279,15	348	10,6	15	Vérifiée
en travées	50,24	6,78	30	33	0,684	0,879	26,32	255,5	348	9,70	15	Vérifiée

**VI-4-4. Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99) :**

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir la valeur de la flèche sur l'ensemble des travées.

La plus grande valeur de la flèche est dans la travée  $L = 4,80m$  (poutre principale)  $f_{max} = 0,002 m$

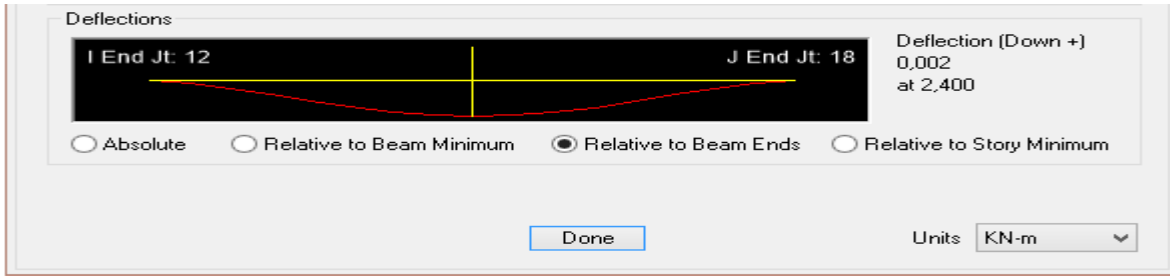
$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 cm.$$

Avec :

$l$  : la portée mesurée entre nus d'appuis.

$\bar{f}$  : la valeur limite de la flèche.

D'où :  $f_{\max} = 0,2 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

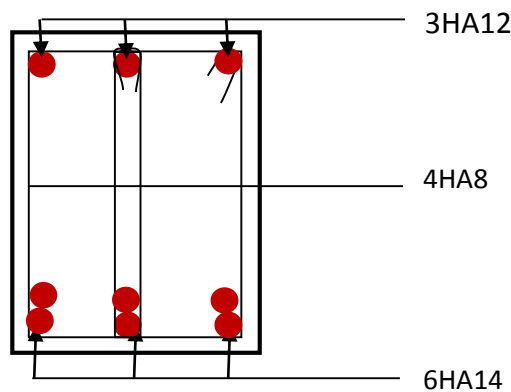


**VI-4-5.Ferrailage des poutres :**

➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

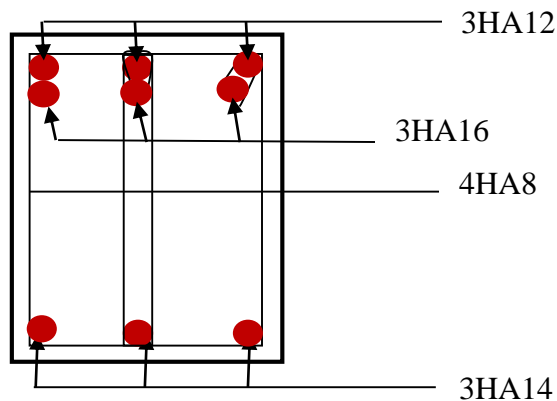
- Armatures longitudinales inferieures: 3HA14+3HA14 (chapeaux)
- Armatures longitudinales supérieures:3HA 12 (montage)
- Armatures transversale : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



**Ferrailage en travée d'une poutre principale.**

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) :3HA12+3HA16(chapeaux).
- Armatures longitudinales (fibre inferieure) : 3HA14 (montage)
- Armatures transversales :1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

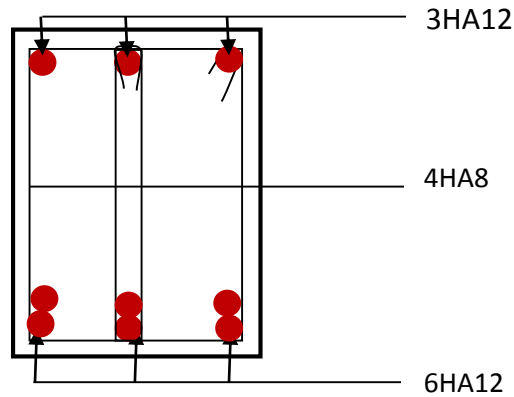


**Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.**

➤ **Poutres secondaires :**

✓ **En travée :**

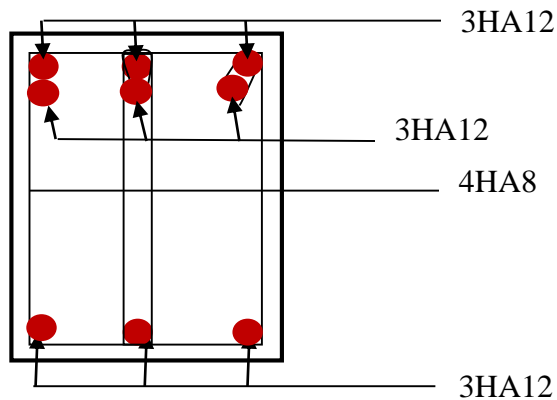
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA12+ 3HA12 (chapeaux)
- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



**Ferraillage en travée d'une poutre secondaire.**

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA12+ 3HA12 (chapeaux).
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



**Ferraillage aux appuis d'une poutre secondaire.**

**VII-1) Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal).

En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons à considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$  ELU.
- $G+Q \rightarrow$  ELS
- $G+Q+E \rightarrow$  RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$  RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**VII-2) Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :****VII-2-1) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteau (60×60) :  $A_{\min}=0,008 \times 60 \times 60=28,8\text{cm}^2$

Poteau (50×50) :  $A_{\min}=0,008 \times 50 \times 50=20\text{cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40=12,80\text{cm}^2$

Poteau (35×35) :  $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35=9,8\text{cm}^2$

Poteau (30×30) :  $A_{\min}=0,008 \times 30 \times 30=7,2\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times bh$  (en zone II)

Poteau (60×60) :  $A_{\max}=0,06 \times 60 \times 60=216\text{cm}^2$

Poteau (50×50) :  $A_{\max}=0,06 \times 50 \times 50=150\text{cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{\max}=0,06 \times 40 \times 40=96\text{cm}^2$

Poteau (35×35) :  $A_{\max}=0,06 \times 35 \times 35=73,5\text{cm}^2$

Poteau (30×30) :  $A_{\max}=0,06 \times 30 \times 30=54\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times bh$  (en zone II)

Poteau (60×60) :  $A_{\max}=0,04 \times 60 \times 60=144\text{cm}^2$

Poteau (50×50) :  $A_{\max}=0,04 \times 50 \times 50=100\text{cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{\max}=0,04 \times 40 \times 40=64\text{cm}^2$

Poteau (35×35) :  $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 35=49\text{cm}^2$

Poteau (30×30) :  $A_{\max}=0,04 \times 30 \times 30=36\text{cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12[cm]
- La longueur maximale de recouvrement  $L_R=40 \Phi_L^{\min}$  en zone II
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25cm en zone II<sub>a</sub>.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si c'est possible, à l'extérieur des zones nodales.

**VI.3. Délimitation de la zone nodale**

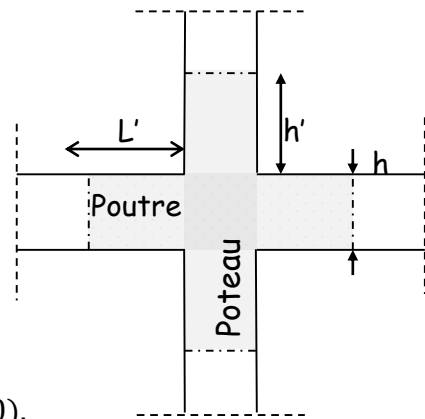
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

*h* : hauteur de la poutre.

*b*<sub>1</sub> et *h*<sub>1</sub> : dimensions du poteau.

*h*<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).



On aura :

– *h'* = 60cm.

– *L'* = 2 × 40 = 80 cm : poutres principales de (30 × 40).

– *L'* = 2 × 35 = 70 cm : poutres secondaires de (30 × 35)

**VII-4) Exposé de la méthode de calcul :**

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2cas peuvent représenter :

**VII-4-1) Section partiellement comprimée (SPC) :**

• Calcul de centre de pression  $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

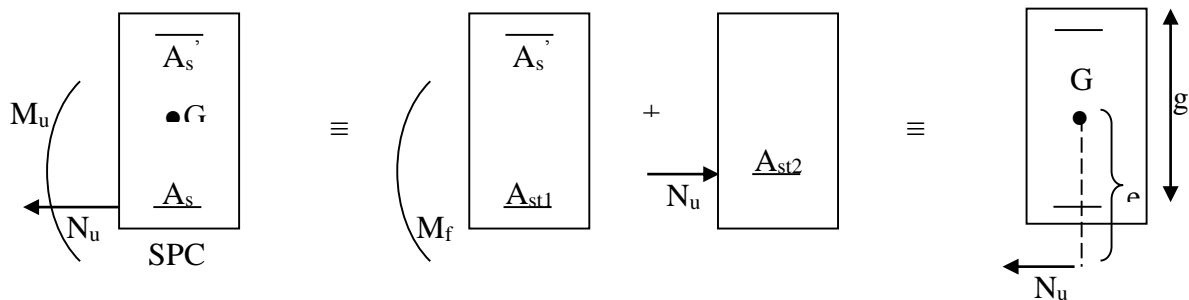
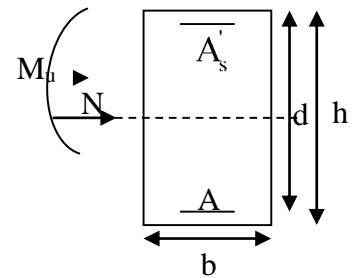
$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

*N<sub>u</sub>* : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

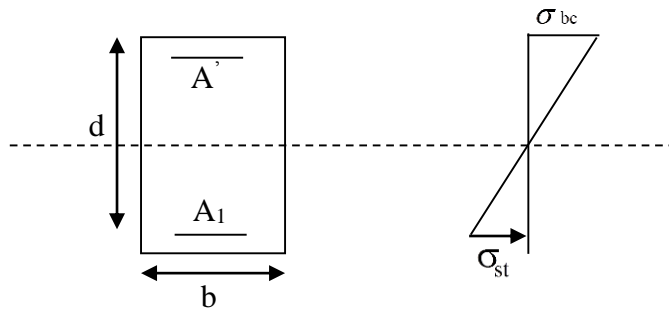
Si  $A_s$  est négative  $A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000}, 0,23bh \frac{f_{r28}}{F_e} \right\}$ .

Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$ ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

#### VII-4-2) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

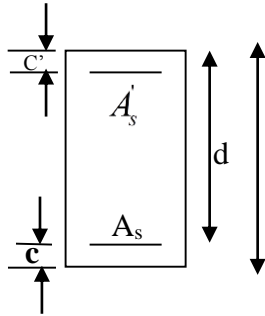
$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

Deux cas peuvent se présenter :



Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'.$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

$A_{s \text{ calculé}} = 0$  car les dimensions des poteaux sont élèves.

Pour chaque cas  $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$  ... .. **condition vérifiée**

Story	Load	N	M	e (m)	((h/2)-c)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	ferrailage	A <sub>adopte</sub>
1	ELU	N <sub>max</sub> =3883,8	M <sub>2cor</sub> =-3,1	0,0008	0,28	SEC	0	0	28,8	6HA20 Et 6HA16	30,9
			M <sub>3cor</sub> =2,83	0,0007			0	0			
	08GE	N <sub>min</sub> =982,47	M <sub>2cor</sub> =6,51	0,0066			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =23,02	0,023			0	0			
	GQE	N <sub>cor</sub> =2359,22	M <sub>2max</sub> =-65,41	0,027			0	0			
			N <sub>cor</sub> =2772,9	M <sub>3max</sub> =-68,22			0,024	0			
2 au 4	ELU	N <sub>max</sub> =3458	M <sub>2cor</sub> =-0,363	0,0001	0,23	SEC	0	0	20	6HA16 Et 6HA14	21,29
			M <sub>3cor</sub> =-7,37	0,002			0	0			
	08GE	N <sub>min</sub> =828,05	M <sub>2cor</sub> =-3,87	0,018			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =-11,7	0,014			0	0			
	GQE	N <sub>cor</sub> =2469,8	M <sub>2max</sub> =-34,19	0,186			0	0			
			N <sub>cor</sub> =2071,15	M <sub>3max</sub> =-60,77			0,093	0			
5 et 6	ELU	N <sub>max</sub> =2138,56	M <sub>2cor</sub> =-1,72	0,0008	0,18	SEC	0	0	12,8	4HA16 Et 4HA14	14,19
			M <sub>3cor</sub> =-12,94	0,006			0	0			
	08GE	N <sub>min</sub> =459,1	M <sub>2cor</sub> =-8,58	0,018			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =0,402	0,0009			0	0			
	GQE	N <sub>cor</sub> =1214,67	M <sub>2max</sub> =-61,94	0,051			0	0			
			N <sub>cor</sub> =1074,95	M <sub>3max</sub> =-34,99			0,033	0			
7	ELU	N <sub>max</sub> =1438,27	M <sub>2cor</sub> =-3,3	0,002	0,155	SEC	0	0	9,8	4HA14 Et 4HA12	10,67
			M <sub>3cor</sub> =-14,75	0,01			0	0			
	08GE	N <sub>min</sub> =287,71	M <sub>2cor</sub> =6,21	0,021			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =0,023	0,0001			0	0			
	GQE	N <sub>cor</sub> =734,44	M <sub>2max</sub> =-62,16	0,084			0	0			
			N <sub>cor</sub> =690,13	M <sub>3max</sub> =34,78			0,05	0			
8 au 12	ELU	N <sub>max</sub> =1129,18	M <sub>2cor</sub> =-3,14	0,002	0,13	SEC	0	0	7,2	4HA14 Et 4HA12	10,67
			M <sub>3cor</sub> =-10,48	0,009			0	0			
	08GE	N <sub>min</sub> =218,55	M <sub>2cor</sub> =-3,14	0,014			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =0,53	0,0024			0	0			
	GQE	N <sub>cor</sub> =528,78	M <sub>2max</sub> =25,11	0,047			0	0			
			N <sub>cor</sub> =556,25	M <sub>3max</sub> =44,17			0,08	0			

**VI.4.3-Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**VI.4.4-Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 06,67 \text{ mm}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art. 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ .  
Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

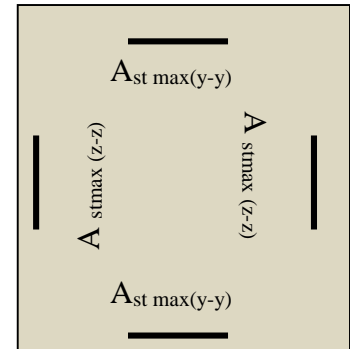
**Conclusion :****Poteaux 60x60 :**

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$



Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant:

$$A_{adopté} = 6HA 20 + 6 HA16 = 30,9[\text{cm}^2]$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**Poteaux 50x50 :**

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 6HA16 + 6HA14 = 21,29 \text{ cm}^2$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**Poteaux 40x40:**

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 4 HA 16 + 4 HA 14 = 14,19\text{cm}^2$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**Poteaux 35x35 :**

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 4 HA 14 + 4 HA 12 = 10,67\text{cm}^2$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**Poteaux 30x30 :**

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 4 HA 14 + 4 HA 12 = 10,67\text{cm}^2$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**VI.5. Vérification des armatures transversales :****VI.5. 1-Calcul des espacements :****L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min \{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (30 + 10)\} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

*a*: est la petite dimension du poteau

**Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$**

**-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :****En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10 \phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \times 1,2; 15\text{cm}\} = 12 \text{ cm} > 10\text{cm} \quad \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 62,04 \times 1000}{1300 \times 400} 100 = 44,74 \text{ mm}^2 = 0,447\text{cm}^2$$

**En zone courante :**

$$S_t = 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{S_t = 15\text{cm}}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 62,04 \times 1000}{1300 \times 400} 150 = 67,12 \text{ mm}^2 = 0,67\text{cm}^2$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

**✓ La longueur minimale des recouvrements est de:**

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est:  $L = 40 \times \phi$

Pour les **4 HA 20** :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 80 \text{ cm}$ .

Pour les **4HA 16** :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 64 \text{ cm}$ .

Pour les **4 HA 14** :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 56 \text{ cm}$ .

Pour les **4 HA 12** :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 48 \text{ cm}$ .

**✓ Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{20 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 705,5 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 16 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{16 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 564,4 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 14 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 493,8 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 12 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 423,3 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

$\lambda_g$  Élancement géométrique.

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

**Poteaux (60x60) :**

$$\tau_b = \frac{60,04 \times 10^3}{600 \times 580} = 0,172 \text{ MPa}$$

On à :

$$\lambda_g = 1,53 < 5 \quad d'où \tau_b = 0,172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

**Poteaux (50x50) :**

$$\tau_b = \frac{34,35 \times 10^3}{500 \times 480} = 0,143 \text{ MPa}$$

On à :  $\lambda_g = 4,32 < 5 \quad d'où \tau_b = 0,143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

**Poteaux (40x40) :**

$$\tau_b = \frac{43,22 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,284 \text{ MPa}$$

On a :  $\lambda_g = 5,4 > 5$  d'où  $\tau_b = 0,284 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ... .. vérifiée.

**Poteaux (35x35) :**

$$\tau_b = \frac{43,2 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,374 \text{ MPa}$$

On a :  $\lambda_g = 6,18 > 5$  d'où  $\tau_b = 0,374 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ... .. vérifiée.

**Poteaux (30x30) :**

$$\tau_b = \frac{29,73 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,353 \text{ MPa}$$

On a :  $\lambda_g = 7,21 > 5$  d'où  $\tau_b = 0,353 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ... .. vérifiée.

**VI.5.2.Vérifications à l'ELS :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier

- état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- état limite de compression du béton :

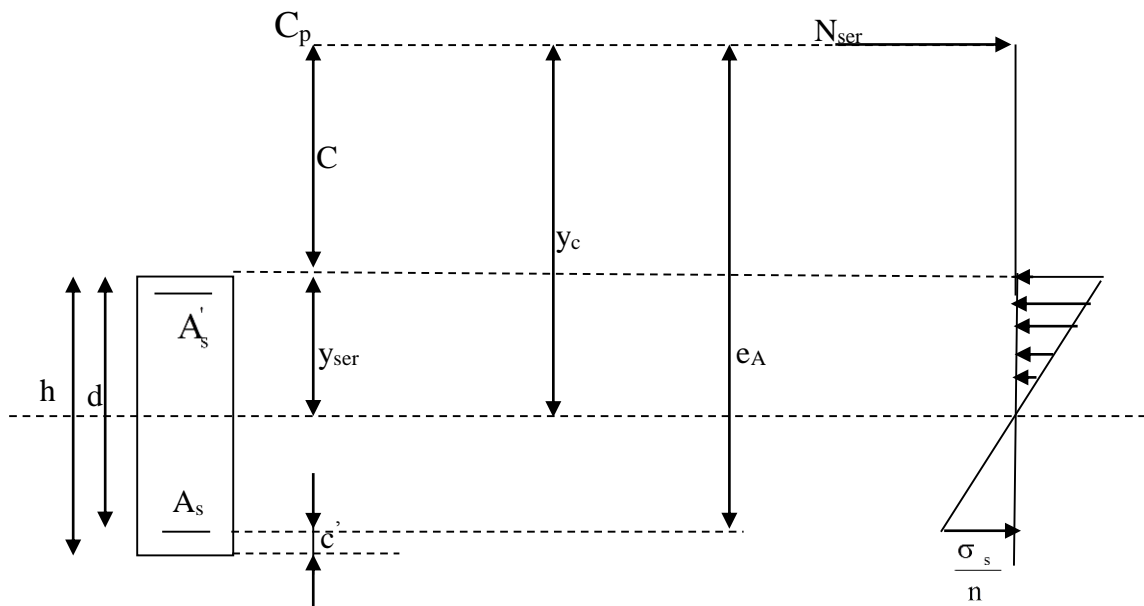
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

**VII-5-3) Section partiellement comprimée :**



$Y_c$  : est la distance de l'axe neutre au centre de pression  $C_p$  comportée positivement avec effort normal  $N_{ser}$  de compression.

$C$  : distance de centre de pression ( $c$ ) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

avec :  $e_A$  a le signe de  $N_{ser}$ .

Si  $N_{ser} < 0 \Rightarrow$  quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d & (C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d & (C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose  $y_{ser} = y_c + C_p$  ,  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$\text{tq: } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

en écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que  $y_c$  est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A_s'(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A_s'(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad \text{puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right)$$

$$2) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

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

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left( \sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

- **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H<sub>1</sub> : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H<sub>2</sub> : le béton tendu est négligé.

H<sub>3</sub> : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

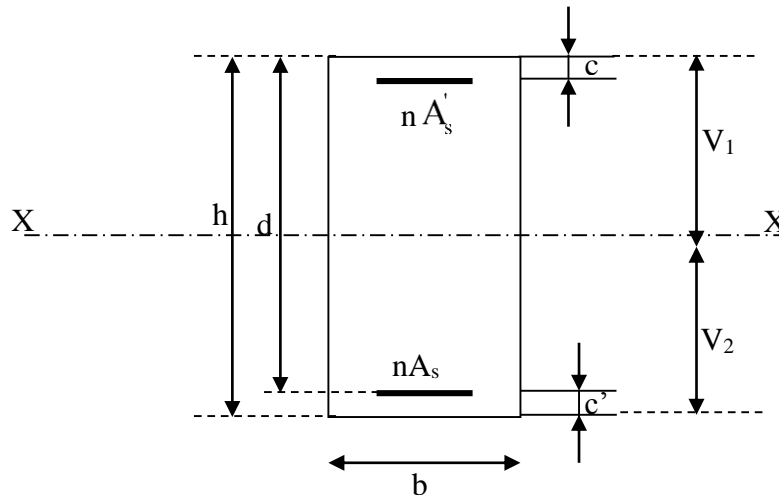
$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL 83, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

- **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors :  $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$  (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent  $\sigma_{bc} = K y_{ser}$ ,  $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$  avec  $n=15$ .

Il faut vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si  $\sigma_b \geq 0$  si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

#### VII-5-4) Section entièrement comprimée :

➤ La section total homogène est :  $S = bh + n (A_s + A'_s)$ .

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[ A_s (V_2 - C')^2 - A'_s (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

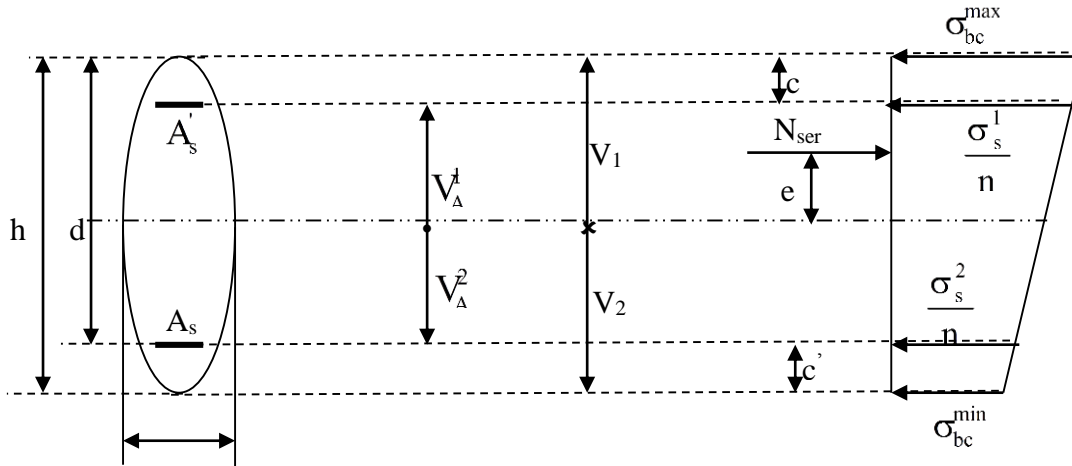
$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$N_s$  : effort de compression a' L'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant a' L' ELS

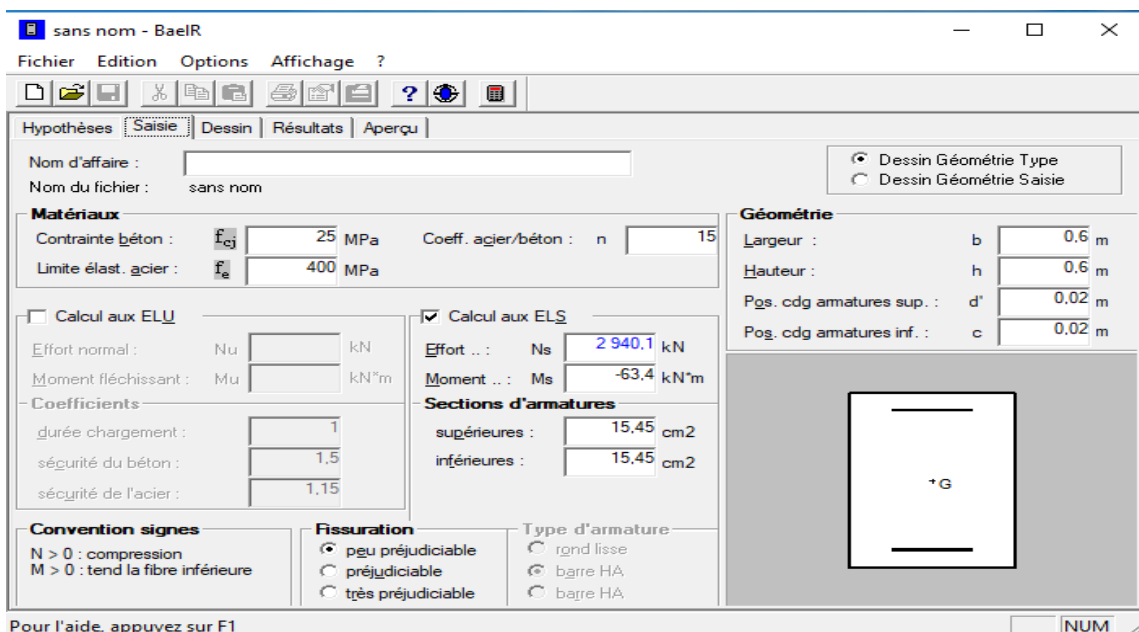
Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

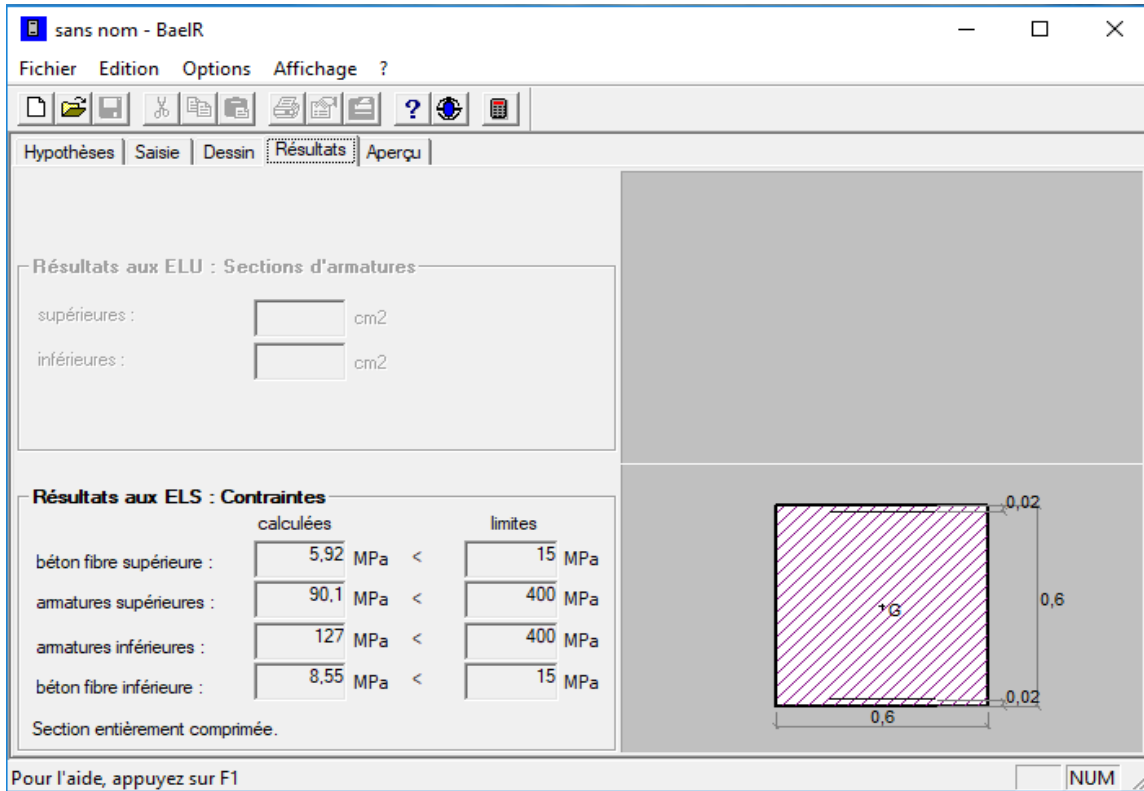


➤ **Vérification des contraintes à l'ELS avec logiciel SOCOTEC:**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :





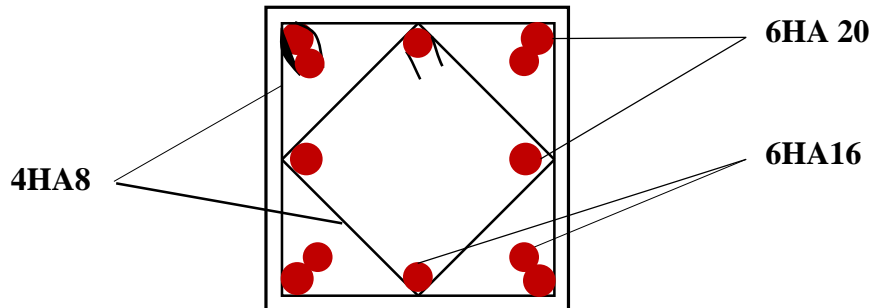
NIVEAU	N <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	$\sigma_{bcS}$	$\sigma_{bcI}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_sS$	$\sigma_sI$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
1	2940,13	-63,4	30,9	5,92	8,55	15	90,1	127	348	Vérifiée
	2764	-2,18		6,76	6,85	15	101,4	102,7	348	Vérifiée
	991	68,56		3,86	1,01	15	56,5	16,6	348	Vérifiée
2au4	1824,15	-9,53	21,29	6,12	6,82	15	92,3	101,8	348	Vérifiée
	828,14	-3,87		2,8	3,08	15	42,1	46	348	Vérifiée
	2040	13,41		7,72	6,75	15	115,2	101,8	348	Vérifiée
5et6	1074	-34,99	14,19	8,4	3,45	15	122,3	55,4	348	Vérifiée
	459,1	-8,58		3,14	1,92	15	46,2	29,8	348	Vérifiée
	1191	17,12		7,78	5,36	15	114,9	82,2	348	Vérifiée
7	690,13	-34,78	10,67	8,71	1,26	15	124,2	25,3	348	Vérifiée
	287,71	-6,21		2,74	1,41	15	40	22,3	348	Vérifiée
	767	21,15		7,8	3,27	15	113,2	53	348	Vérifiée
8au12	528,78	-25,17	10,67	8,98	0,99	15	126,8	22,9	348	Vérifiée
	218,55	-3,14		2,56	1,56	15	37,4	24,9	348	Vérifiée
	587,58	16,55		8,17	2,9	15	117,3	49	348	Vérifiée

**Conclusion :** Toutes les contraintes sont vérifiées

**VI.5.5. schéma de ferrailage des poteaux :****➤ Poteaux (60x60) :**

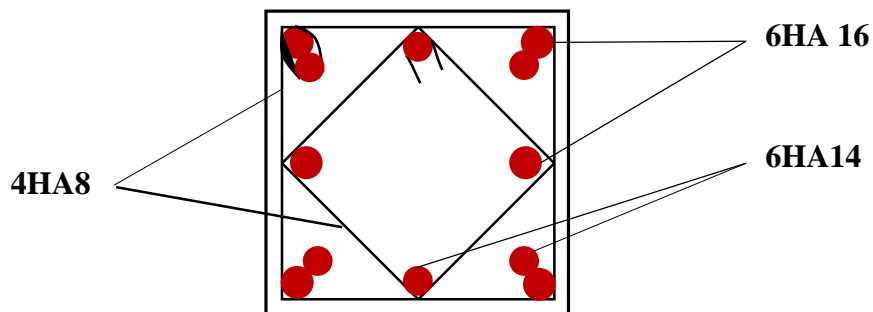
-Les armatures longitudinales :  $6HA20+6HA16=30,9 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

**➤ Poteaux (50x50) :**

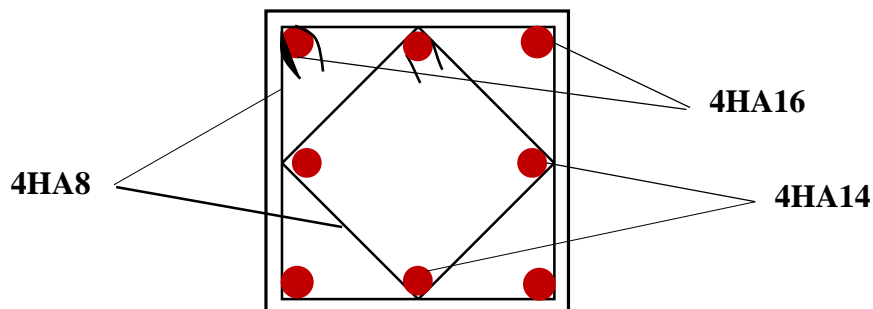
-Les armatures longitudinales :  $6HA16+6HA14=21,29 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

**➤ Poteaux (40x40) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA16+4HA14=14,19 \text{ cm}^2$

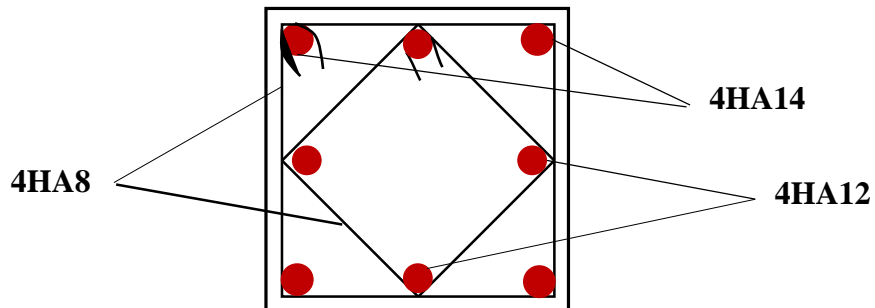
-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$



➤ Poteaux (35x35) et (30x30) :

-Les armatures longitudinales :  $4HA14 + 4HA12 = 10,67 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$



**VIII-1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanentes G et charges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

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

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (05) zones :

- Zone 1 : 1<sup>er</sup> niveau
- Zone 2 : 2<sup>ième</sup> au 4<sup>ième</sup> niveau
- Zone 3 : 5<sup>ième</sup> et 6<sup>ième</sup> niveau
- Zone 4 : 7<sup>ième</sup> niveau
- Zone 5 : 8<sup>ième</sup> au 12<sup>ième</sup> niveau

**VIII-2. Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \\ 0,8G \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \end{array} \right.$$

**VIII-3. Ferrailage des voiles :**

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

**1. Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

*B* : section du béton

*I* : moment d'inertie du trumeau

*V* et *V'* : bras de levier

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel ETABS. On découpe le diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$L_t$  : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

### Remarque :

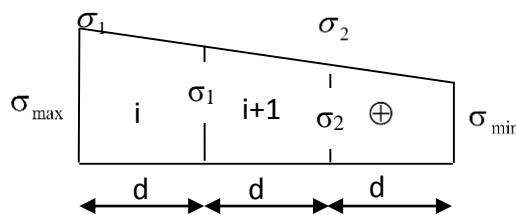
Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

#### a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

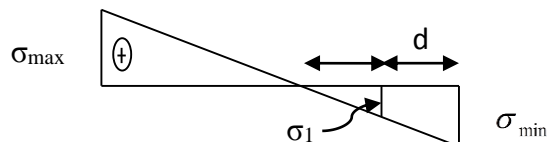


$e$  : épaisseur du voile

#### b. Section partiellement comprimée (SPC) :

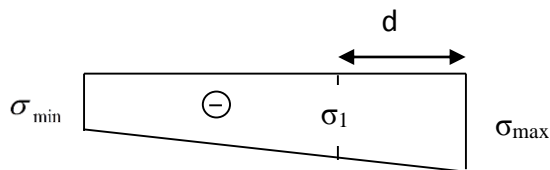
$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



#### c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



Diagrammes des contraintes des différentes sections

## 2. Détermination des armatures :

### a. SEC :

- Armatures verticales :

$$A_{Vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\begin{cases} B = d \times e \\ f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$\begin{cases} A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ 2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\% \end{cases}$$

**SET :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,0015 \times B\right)$$

**SPC :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,0015 \times B\right)$$

### **3. Exigences du RPA99 (version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- ✓ En zones courantes 0,10 %.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales de zone tendue est de 20 %.

✓ Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur égale à 10  $\Phi$ .

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0,15\% \times B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (RPA 2003 Art .7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est inférieure à 4HA10.

#### 4. **Disposition constructive :**

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003(Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \text{ Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

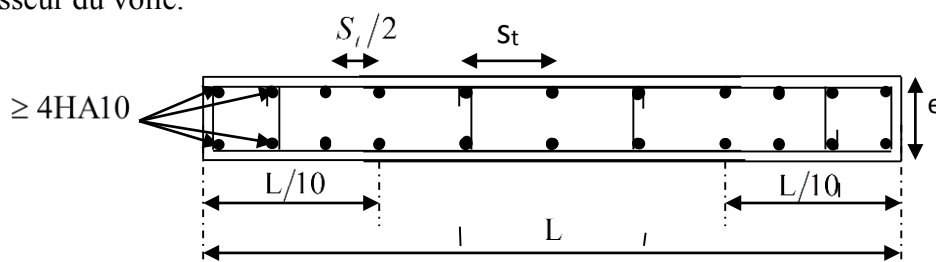
Elles doivent être égales à :

✓  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

✓  $20\Phi$  pour les barres situées dans zones comprimées les sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



*Disposition des armatures verticales dans les voiles*

**5. Les vérifications :****a. Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas, on vérifie que :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \text{ et } N_s = G + Q$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$ : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**b. Vérification de la contrainte de cisaillement :****• D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ et } V = 1,4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

**✓ D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

Avec :

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal (1) de la zone deux :

$$L = 1,3 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = -11130,6 \text{ KN/m}^2 \quad I = 0,0366 \text{ m}^4, \quad B = 0,26 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -593,58 \text{ KN/m}^2$$

$$L_c = 0 \Rightarrow \text{La section est entièrement tendue}$$

$$L_c = 0 \Rightarrow L_t = L = 1,3 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1,53 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d = 1,23 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{L} = -1160,96 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1442,1 \text{ KN}$$

**Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 41,43 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0,15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telle que  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (3,69 \text{ cm}^2, 12,96 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 12,96 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté sur toute la surface de la bande du voile est  $A_v = 44,22 \text{ cm}^2$

Soit : 11 HA16 = 22,11 cm<sup>2</sup>/nappe , avec:  $S_t = 11$

❖ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 11,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisé 2003 : } A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 3,69 \text{ cm}^2$$

Soit 10 HA12 /ml = 11,31 cm<sup>2</sup> avec:  $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

**Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ avec : } T = 1.4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 442,32}{400 \times 10^{-1}} \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 17,38 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA12/nappe = 9,05cm<sup>2</sup>

- **Vérification des contraintes :**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{442,32 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1280} = 1,91 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 1,91 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ [MPa]}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1,4 \times 442,32 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1280} = 2,56 \text{ [MPa]} .$$

$$\tau_b = 2,56 \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ [MPa]}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \times A_v} = \frac{1569,44 \times 10^3}{(0,9 \times 1280 \times 200) + (15 \times 44,22 \times 100)} = 5,28 \text{ [MPa]}$$

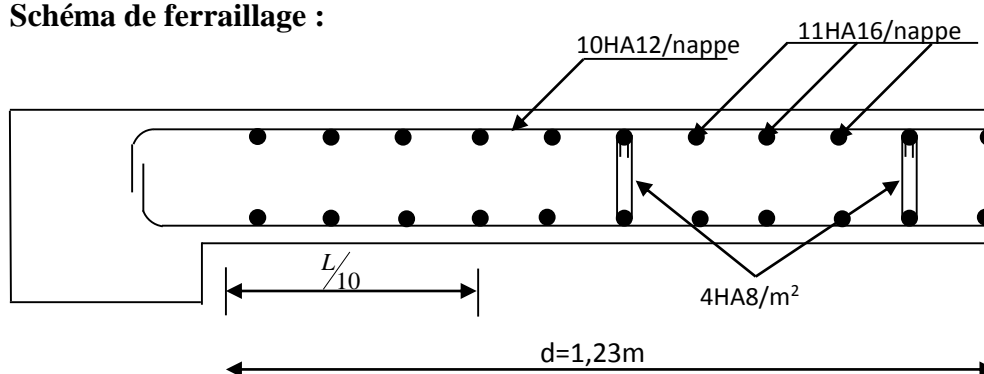
$$\sigma_b = 5,28 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ [MPa]} \quad (\text{Vérifié})$$

- **Vérification de RPA :**

**Zone tendue :**

$$\frac{A_v}{e \times L_t} \times 100 = \frac{44,22}{20 \times 130} \times 100 = 1,7\% > 0,20\% .$$

**Schéma de ferrailage :**



### Ferrailage d'un voile solidaire du poteau

#### Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

### Ferrailage des voiles longitudinales

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	
Caractéristiques Géométrique	L (m)	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	
	I(m <sup>4</sup> )	0,0366	0,0366	0,0366	0,0366	0,0366	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$ (MPa)	-11343	-11130,6	-10147,4	-8514,06	-8075,33	
	$\sigma_{\min}$ (MPa)	-424,9	-593,58	-525,58	-397,2	-344,36	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET	SET	
	V <sub>u</sub> (Kn)	451,42	442,32	397,67	320,2	285,15	
	Nser(Kn)	1584,93	1569,44	1411,24	1136,14	1011,72	
	L <sub>t</sub> (cm)	130	130	130	130	130	
	L <sub>c</sub> (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	d(cm)	123	123	123	123	123	
$\sigma_1$ (MPa)	-1012,8	-1160,96	-1043,67	-834,26	-760,64		
Ferrailage des voiles	N (KN)	N <sub>i</sub>	1519,75	1442,10	1376,5	1149,84	1086,82
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	43,67	41,43	39,55	33,04	31,23
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,92	12,92	12,92	12,92	12,92
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )		44,22	44,22	40,20	36,18	32,16
	Choix des barres /nappe		11HA16	11HA16	10HA16	9HA16	8HA16
	S <sub>t</sub> (cm)		11	11	12	12	13
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,05	11,05	10,05	9,04	7,8
	Choix des barres /ml		10HA12	10HA12	9HA12	8HA12	7HA12
	A <sub>t</sub> (cm)		4Epingle de HA8/m				
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		17,38	17,03	15,31	12,32	10,98
Choix des barres/nappe		8HA12	8HA12	7HA12	6HA12	5HA12	
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	$\tau_u$	1,95	1,91	1,72	1,39	1,24
		$\tau_b$	2,74	2,68	2,41	1,94	1,73
		$\sigma_b$	5,58	5,28	5,07	4,12	3,75

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques Géométrique	L (m)	1	1	1	1	1
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	I(m <sup>4</sup> )	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
	$\sigma_{\max}$ (MPa)	-13074,06	-11441	-11017	-9660,06	-9535,92
	$\sigma_{\min}$ (MPa)	-397,39	-750,77	-692,77	-698,31	-598,13

<b>Sollicitation de calcul</b>	<b>Nature de la section</b>		SET	SET	SET	SET	SET
	<b>V<sub>u</sub> (Kn)</b>		522,41	457,17	401,58	321,04	296,11
	<b>N<sub>ser</sub>(Kn)</b>		1588,4	1569,44	1425,02	1138,12	1048,62
	<b>L<sub>t</sub> (cm)</b>		100	100	100	100	100
	<b>L<sub>c</sub> (cm)</b>		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>d(cm)</b>		93	93	93	93	93
	<b><math>\sigma_1</math>(MPa)</b>		-1284,75	-1499,1	-1415,46	-1325,63	-1223,77
<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>N (KN)</b>	<b>N<sub>i</sub></b>	1335,37	1203,34	1156,22	1021,67	1000,65
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>1</sub></b>	38,37	34,58	33,22	29,35	28,75
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		10,5	10,5	10,5	10,5	10,5
	<b>A adoptée (cm<sup>2</sup>)</b>		40,20	36,18	36,18	30,78	30,78
	<b>Choix des barres /nappe</b>		10HA16	9HA16	9HA16	10HA14	10HA14
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>		9	10	10	9	9
	<b>A<sub>H</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>		10,05	9,04	9,04	7,69	7,69
	<b>Choix des barres /ml</b>		9HA12	8HA12	8HA12	7HA12	7HA12
	<b>A<sub>t</sub> (cm)</b>		4Epingle de HA8/m				
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		20,11	17,6	15,46	12,36	11,4
<b>Vérifications des contraintes à l'ELS</b>	<b>contraintes</b>	$\tau_u$	2,9	2,53	2,23	1,78	1,64
		$\tau_b$	4,06	3,55	3,12	2,49	2,3
		$\sigma_b$	6,7	6,68	6,08	5,13	4,59

### Ferrailage des voiles transversales

<b>Zone</b>		<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>Zone III</b>	<b>Zone IV</b>	<b>Zone V</b>	
<b>Caractéristiques Géométrique</b>	<b>L (m)</b>	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	
	<b>e (m)</b>	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
	<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0,247	0,247	0,247	0,247	0,247	
	<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	
<b>Sollicitation de calcul</b>	<b><math>\sigma_{\max}</math> (MPa)</b>		-13937,76	-10614,15	-10198,6	-10000,1	-10002,8
	<b><math>\sigma_{\min}</math> (MPa)</b>		-900,6	-1221,83	-1100,24	-938,01	-829,33
	<b>Nature de la section</b>		SET	SET	SET	SET	SET
	<b>V<sub>u</sub> (Kn)</b>		319,34	247,35	189,9	148,73	131,71
	<b>N<sub>ser</sub>(Kn)</b>		789,35	745,87	671,21	526,64	466,39
	<b>L<sub>t</sub> (cm)</b>		165	165	165	165	165
	<b>L<sub>c</sub> (cm)</b>		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>d(cm)</b>		158	158	158	158	158
<b><math>\sigma_1</math>(MPa)</b>		-1453,69	-1620,3	-1486,23	-1322,46	-1218,5	
	<b>N (KN)</b>	<b>N<sub>i</sub></b>	2431,84	1933,04	1846,2	1788,96	1772,96
	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>1</sub></b>	60,08	48,32	46,16	44,72	44,32
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		12,99	12,99	12,99	12,99	12,99
	<b>A adoptée (cm<sup>2</sup>)</b>		60,3	52,26	48,24	48,24	48,24
	<b>Choix des barres /nappe</b>		15HA16	13HA16	12HA16	12HA16	12HA16

<b>Ferrailage des voiles</b>	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	10	12	13	13	13	
	<b>A<sub>H</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	15,07	13,06	12,06	12,06	12,06	
	<b>Choix des barres /ml</b>	10HA14	9HA14	8HA14	8HA14	8HA14	
	<b>A<sub>t</sub> (cm)</b>	4Epingle de HA8/m					
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	12,3	9,52	7,3	5,72	5,07	
	<b>Choix des barres/nappe</b>	12HA12	9HA12	7HA12	6HA12	5HA12	
<b>Vérifications des contraintes à l'ELS</b>	<b>contraintes</b>	$\tau_u$	1,43	1,11	0,85	0,67	0,59
		$\tau_b$	2,01	1,55	1,19	0,93	0,83
		$\sigma_b$	2,52	2,47	2,27	1,78	1,58

**IX-1.Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

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

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

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur. Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

❖ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.

❖ **Etude de sol :**

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars (sol meuble).

**Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>2</sup> de ciment.

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ [bars]} = 0,25 \text{ [MPa]}.$$

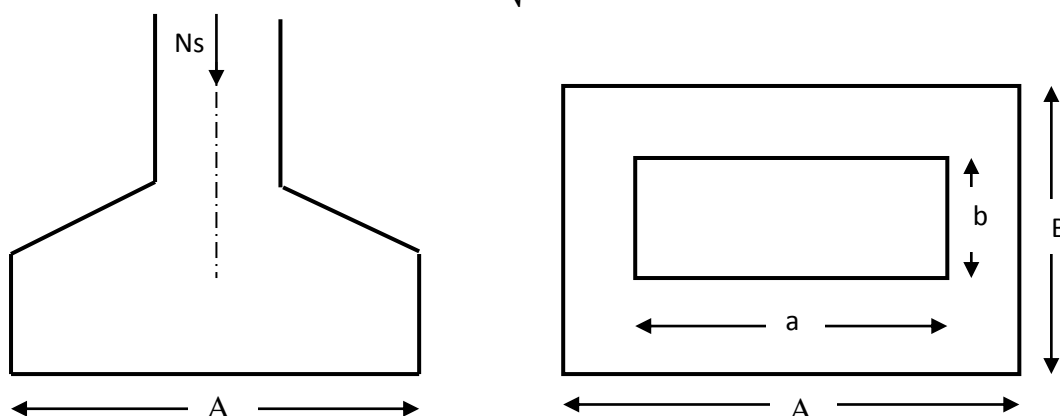
**IX-2. Dimensionnement :****IX-2-1. Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{60}{60} = 1 \Rightarrow A = B \text{ poteau carré}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



**Dimensionnement d'une fondation.**

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 2764,71 [KN]$$

$$\sigma_{sol} = 0,25 [MPa] = 250 [KN/m^2]$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2764,71}{250}} = 3,32 [m] \Rightarrow A = B = 3,32 [m]$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

**IX-2-2. Semelles filantes :**❖ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- $B$  : Largeur de la semelle.
- $L$  : Longueur de la semelle sous voile.
- $G$  : Charge permanente revenant au voile considéré.
- $Q$  : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- $\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0,25 MPa$ ).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

voiles	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$B_{\text{adopte}}$ (m)	$S = B \cdot L$ (m <sup>2</sup> )
VL1	384,65	1	1,54	1,7	1,7
VL2	683,2	1	2,7	2,8	2,8
VL3	791,86	1	3,16	3,3	3,3
VL4	723,66	1	2,89	3,1	3,1
VL5	888,4	1,3	2,73	2,8	3,64
VL6	1030,08	1,3	3,16	3,25	4,22
					18,76

- **Sens transversal :**

voiles	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$B_{\text{adopte}}$ (m)	$S = B \cdot L$ (m <sup>2</sup> )
VT1	626,93	1,65	1,51	1,65	2,72
VT2	628,29	1,65	1,52	1,65	2,72
					5,44

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } S = 18,76 \text{ m}^2 \\ \text{Sens transversal : } S = 5,44 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow S_v = 24,2 [\text{m}^2]$$

- ❖ **Semelles sous poteaux :**

- hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

- Etapes de calcul :**

$$\text{Détermination de la résultante des charges : } R = \sum N_i.$$

$$\text{Détermination des coordonnées de la structure } R : e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}.$$

avec :

$e$ : excentricite de la structure

$e_i$ : excentricite de la chaque élément

- ❖ **détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle :**

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

❖ **détermination de largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

c. **Exemple de calcul :****Tableau IX-1 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (portique D)**

poteau	N <sub>s</sub> (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> e <sub>i</sub> (KN.m)
E7	1691,75	9329,44	-3,22	6,8	11503,9
E5	2319,39		-4,53	4,2	9741,43
E4	2764,71		-2,038	-2	-5529,42
E3	2553,59		-2,96	-6,8	-17364,41
Somme			<b>-12,748</b>	somme	<b>-1648,5</b>

**Résultante :**

$$R = \sum N_i = 9329,44 [KN]$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-1648,5 + (-12,748)}{9329,44} \right| = 0,17 [m]$$

Donc l'excentricité  $e = 0,17 [m]$

**Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0,17 [m] < \frac{L}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 [m] \text{ (repartitions trapézoïdale).}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = 664,25 [KN/m].$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = 579,66 [KN/m].$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = 643,1 [KN/m].$$

**Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{664,25}{250} = 2,65 [m]$$

$$\text{Soit } B = 2,65 [m]$$

$$\text{Nous aurons donc : } S = B \times L = 2,65 \times 15 = 39,85 [m^2]$$

**Remarque :**

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = S \times n = 39,85 \times 4 = 159,4 [m^2]$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 159,4 + 24,2 = 183,6 [m^2]$$

$$\text{calcul du rapport : } \frac{S_T}{S_b} = \frac{183,6}{256,5} = 0,715 = 71,5\%$$

**Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, on adoptera un **radier général**.

**IX-2-3. Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre, il est :

- Le radier est rigide dans son plan horizontal,
- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

**IX- 2-3-1-1- Pré dimensionnement du radier :****1- La hauteur du radier :****a- selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h \geq 25\text{cm}$ ).

**b- selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 60[\text{cm}] \leq h \leq 96[\text{cm}].$$

$$\text{Soit } h = 80 [\text{cm}].$$

**2- La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24[\text{cm}]$$

$$\text{Soit: } h_d = 30 \text{ cm}$$

**3- Nervure :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 60 \text{ cm.}$$

**Selon la Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.  
Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface

$K = 40$  [MPa] = pour un sol moyen

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

$E$  : Module de déformation longitudinale différée :  $E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$  [MPa]

$L_{max}$  : Distance maximal entre deux nervures successives. ( $L_{max} = 4,80$  m).

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,98[m]$$

On prend :  $h = 100$  cm

#### 4- La largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 40cm \leq b_n \leq 70cm$$

On prend :  $b_n = 60$ cm car notre poteau est de (60 × 60)

#### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100$ [cm] ... .. Hauteur de la nervure.

$h_d = 30$ [cm] ... .. Hauteur de la dalle.

$b_n = 60$ [cm] ... .. Largeur de la nervure.

#### 5- Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a :  $G_t = 47305,67$ [KN] ;  $Q_t = 6531,04$  [KN] ses charges prise à la base.

#### Combinaison d'actions :

**A l'ELU:**  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 47305,67 + 1,5 \times 6531,04 = 73659,21$ [KN]

**A l'ELS:**  $N_s = G + Q = 47305,67 + 6531,04 = 53836,71$ [KN]

**A l'ELU:**  $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{73659,21}{1,33 \times 250} = 221,53$ [m<sup>2</sup>].

**A l'ELS :**  $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{53836,71}{250} = 215,34$ [m<sup>2</sup>].

$S_{batiment} = 256,5$ [m<sup>2</sup>].

$$S_{\text{batiment}} > \max(S_1, S_2) = 221,53[m^2].$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$  d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

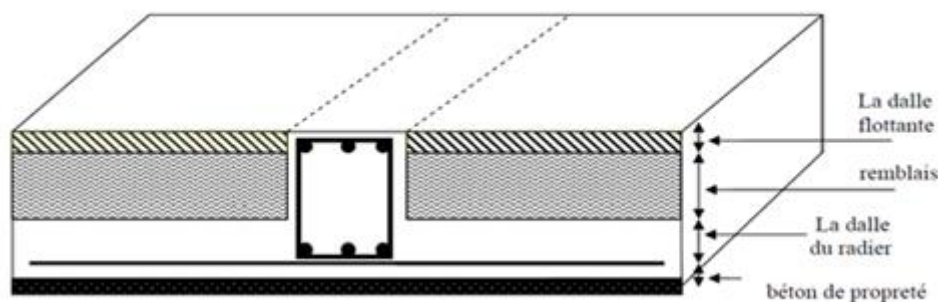
$$L_d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) = 55[\text{cm}]$$

Soit un débord de  $L_d = 55[\text{cm}]$  sur les quatre cotés.

$$\begin{aligned} \text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{\text{radier}} &= S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} \\ S_{\text{radier}} &= 221,53 + \left( (0,55 \times 0,55 \times 4) + ((17,7 \times 0,55) + (14,2 \times 0,55)) \times 2 \right) \\ &= 258,05[m^2] \end{aligned}$$

## 6- Détermination des efforts :

### ❖ charge permanente :



$P_{\text{rad}} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures} + \text{poids du remblai(T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

$$-\text{Poids de la dalle du radier : } G_1 = (S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho) = 258,05 \times 0,30 \times 25 = 1935,37 [\text{KN}]$$

$$-\text{Poids des nervures : } G_2 = (b_n \times h_n \times \rho \times L \times n)$$

– $n$  : nombre de portiques dans le sens considéré

$$\begin{aligned} G_2 &= (0,6 \times (1-0,30) \times 25 \times 17,7 \times 4) + (0,6 \times (1-0,30) \times 25 \times 15 \times 6) \\ &= 1663,2[\text{KN}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{poids du TVO: } G_3 &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho = (258,05 - 95,04) \times (1 - 0,3) \times 17 \\ G_3 &= 1939,79[\text{KN}] \end{aligned}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } G_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho$$

$e_p$  : épaisseur de la dalle

$$\frac{L_{\text{max}}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{40} \Rightarrow 10[\text{cm}]$$

$$G_4 = (258,05 - 95,04) \times 0,1 \times 25 = 407,525 [\text{KN}]$$

$$P_{\text{rad}} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 1935,37 + 1662,2 + 1939,79 + 407,53 = 5945,89[\text{KN}]$$

$G_{\text{tot}} = \text{poids du radier} + \text{poids de la structure.}$

$$G_{\text{tot}} = 47305,67 + 5945,89 = 53251,56 [\text{KN}].$$

❖ **Charge d'exploitation :**

$$Q_t = 6531,04 [KN].$$

$$Q_{rad} = 1,5 \times S_{rad} = 1,5 \times 258,05 = 387,1 [KN].$$

$$Q_{tot} = Q_t + Q_{rad} = 6531,04 + 387,1 = 6918,14 [KN].$$

❖ **Combinaison d'action :**

$$\text{à ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 53251,56 + 1,5 \times 6918,14 = 82266,8 [KN].$$

$$\text{à ELS : } N_s = G + Q = 53251,56 + 6918,14 = 60169,7 [KN]$$

7- **Vérifications :**❖ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = 3,26 [MPa].$$

$$b = 100 [cm] ; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 [cm].$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{82266,8 \times 1}{258,05} \times \frac{4,8}{2} = 765,12 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{765,12 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2,8 [MPa]$$

$$\tau_u = 2,8 MPa < \bar{\tau}_u = 3,26 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**✚ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9,1 [m] ; Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8,05 [m]$$

Avec :

$S_i$  : aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : centre de gravité du panneau considéré

✚ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 6329,45 [m^4] ; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 8088,32 [m^4]$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

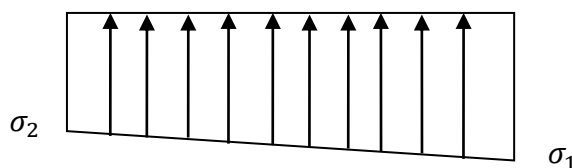
Ainsi, nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que (V): distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier



**Diagramme des contraintes sous le radier.**

$$\text{Effort normal} : N_u = 82266,8[\text{KN}] \quad ; \quad N_s = 60169,7 [\text{KN}].$$

#### ✚ Calcul des moments :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

$$\begin{cases} M_x = M_0 + T_0 \times h = 13829,65 + 1920,38 \times 1 = 15750,03[\text{KN} \cdot \text{m}] \\ M_y = M_0 + T_0 \times h = 17037,8 + 1999,40 \times 1 = 19037,20[\text{KN} \cdot \text{m}] \end{cases}$$

#### ✓ Sens longitudinal:

##### A l'ELU:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{82266,8}{258,05} + \frac{15750,03}{8088,32} \times 9,1 = 336,5 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{82266,8}{258,05} - \frac{15750,03}{8088,32} \times 9,1 = 301,1 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 336,5 + 301,1}{4} = 327,65 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \end{cases}$$

##### A l'ELS :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{60169,7}{258,05} + \frac{15750,03}{8088,32} \times 9,1 = 250,9 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{60169,7}{258,05} - \frac{15750,03}{8088,32} \times 9,1 = 215,45 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 250,9 + 215,45}{4} = 242,03 [\text{KN}/\text{m}^2] \\ \sigma_{sol} = 250 [\text{KN}/\text{m}^2] \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **Sens transversal:**

**A l'ELU:**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{82266,8}{258,05} + \frac{19037,2}{6329,45} \times 8,05 = 343,01 [\text{KN}/\text{m}^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{82266,8}{258,05} - \frac{19037,2}{6329,45} \times 8,05 = 294,58 [\text{KN}/\text{m}^2] \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 343,01 + 294,58}{4} = 330,9 [\text{KN}/\text{m}^2] \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 [\text{KN}/\text{m}^2] \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{60169,7}{258,05} + \frac{19037,2}{6329,45} \times 8,05 = 257,38 [\text{KN}/\text{m}^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{60169,7}{258,05} - \frac{19037,2}{6329,45} \times 8,05 = 208,95 [\text{KN}/\text{m}^2] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 257,38 + 208,95}{4} = 245,27 [\text{KN}/\text{m}^2] \\ \sigma_{sol} = 250 [\text{KN}/\text{m}^2] \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

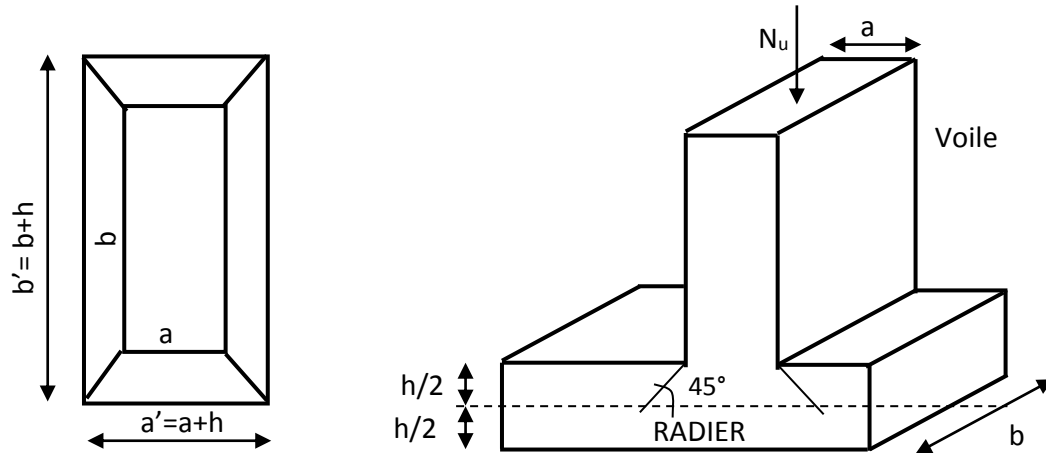
$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



### Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,6 + 0,6 + 2 \times 1) \times 2 = 6,4 [m].$$

$$N_u = 3883,82 [KN] < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800 [KN] \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1,65 + 2 \times 1) \times 2 = 7,7 [m].$$

$$N_u = 4024,45 [KN] < \frac{0,045 \times 7,7 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5775 [KN] \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

$P$  : Poids total à la base du radier.

$Z$  : hauteur total du radier  $Z = 1 m$ .

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau  $\gamma = 10 [KN/m^3]$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis – à – vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$ .

$$P = G_{supersructure} + G_{infrastructure} = 53251,56 [KN]$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 258,05 \times 10 \times 1 = 3870,75 [KN]$$

$$P = 53251,56 [KN] > 3870,75 [KN] \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

### **Ferraillage du radier :**

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis.

➤ **Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

Nous distinguons deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

$\rho < 0,4$  La dalle travaille dans une seule direction

$$M_{0_x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0_y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**

$0,4 \leq \rho \leq 1$  (La dalle travaille dans les deux directions) les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\vartheta = 0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{4,8} = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,658 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux directions.

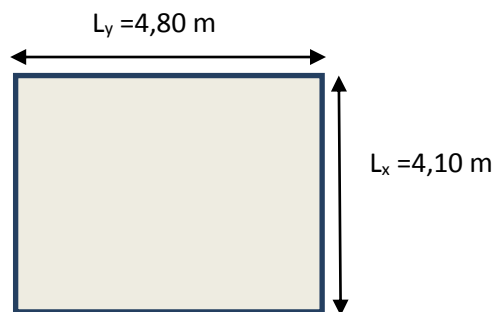
Les contraintes prises en compte dans les calculs :

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}$$

$$\text{ELS} : q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}$$

$$-A \text{ l'ELU} : q_{u_m} = 327,65 - \frac{5945,89}{258,05} = 304,61 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$

$$-A \text{ l'ELS} : q_{s_m} = 242,03 - \frac{5945,89}{258,05} = 218,9 \text{ [KN/m}^2\text{]}.$$



**7-Calcul des armatures à l'ELU :**

**7.1- Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0509 \times 304,61 \times 4,1^2 = 260,63 \text{ [KN.m]} \\ M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = \mu_y \times M_{0_x} = 0,658 \times 260,63 = 171,49 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

Panneau intermédiaire

$0,75M_0$ : Pour les moments en travées,

$0,5M_0$ : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

Panneau de rive

$0,85M_0$ : Pour les moments en travées,

$0,3M_0$ : Pour les moments sur appuis de rive.

### 7.2-Ferraillage dans le sens XX :

#### ✚ Moments en travées :

$$M_u^t = (0,75)M_{0x}$$

$$M_u^t = (0,75) \times 260,63 = 195,4 \text{ [KN.m].}$$

#### ✚ Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{130,31 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,125 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,125 \Rightarrow \beta_u = 0,933$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{130,31 \times 10^2}{0,933 \times 27 \times 34,8} = 14,86 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit **8HA16/ml = 16,08 [cm<sup>2</sup>/ml]** avec un espacement de 12,5[cm].

#### ✚ En travées :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{195,4 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,188 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,188 \Rightarrow \beta_u = 0,895$$

$$A_s^a = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{195,4 \times 10^2}{0,895 \times 27 \times 34,8} = 23,23 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : **8HA20/ml = 25,13 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **12,5 cm**

### 7.3-Ferraillage dans le sens YY :

- Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0,5)M_{0y}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 171,49 = -85,7 \text{ [KN.m].}$$

- Moments en travées :

$$M_{ut} = (0,75)M_{0y}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 171,49 = 128,61 \text{ [KN.m].}$$

✚ **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{85,7 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,082 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,082 \Rightarrow \beta_u = 0,957$$

$$A_s^a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{85,7 \times 10^2}{0,957 \times 27 \times 34,8} = 9,3[\text{cm}^2]$$

Soit **7HA14/ml = 10,77 [cm<sup>2</sup>/ml]** avec un espacement de 14[cm].

✚ **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{128,61 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,124 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,124 \Rightarrow \beta_u = 0,934$$

$$A_s^a = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{128,61 \times 10^2}{0,934 \times 27 \times 34,8} = 14,65[\text{cm}^2]$$

Soit : **8HA16/ml = 16,08 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 12,5 cm

**Tableau Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :**

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	8HA16/ml = 16,08 cm <sup>2</sup> /ml st= 12,5cm	7HA14 /ml = 10,77 cm <sup>2</sup> /ml st=14cm
Armatures en travées	8HA20/ml = 25,13 cm <sup>2</sup> /ml st= 12,5cm	8HA16/ml =16,08 cm <sup>2</sup> /ml st=12,5cm

**Remarque :**

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**8. Vérification :**

**8.1. Vérification de la condition de non fragilité du béton :**

➤ **Dans le sens XX :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \text{ avec : } \omega_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$\omega_0$ : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

$h$ : la hauteur de la dalle

$b = 100 \text{ cm}$  (bande de 1m).

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,85}{2}\right) = 2,58[\text{cm}^2]$$

$$\left. \begin{aligned} A_s^a &= 16,08[cm^2] > A_{min} = 2,58[cm^2] \\ A_s^t &= 25,13[cm^2] > A_{min} = 2,58[cm^2] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens YY:**

$$A_{min} = \omega_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 100 = 2,4[cm^2]$$

$$\left. \begin{aligned} A_s^a &= 10,77[cm^2] > A_{min} = 2,4[cm^2] \\ A_s^t &= 16,08[cm^2] > A_{min} = 2,4[cm^2] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**8-2. Vérification des espacements (Art A8.2.42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Directions	Charges réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée.....	3 h et 33 cm	2 h et 25 cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée.....	4 h et 45 cm	3 h et 33 cm

➤ **Dans le sens XX:**

$$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = \min \{3 \times 30 ; 33cm\} = 33 [cm]$$

$$S_t = 12,5 [cm] < 33 [cm] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens YY:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45cm\} = \min \{4 \times 30; 45cm\} = 45 [cm]$$

$$S_t = 14 [cm] < 45 [cm] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**7.5.3. Vérification à l'ELS :**

$\rho = 0,85$     donc     $\mu_x = 0,050$      $\mu_y = 0,658$

$$q_s = 218,9 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0509 \times 218,9 \times 4,1^2 = 187,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,658 \times 187,29 = 123,24 \text{ kN.m}$$

**Moment en travées :**

$$M_{stx} = 0,75 \times 187,29 = 140,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{sty} = 0,75 \times 123,24 = 92,43 \text{ kN.m}$$

**Moment aux appuis :**

$$M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 187,29 = 93,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 123,24 = 61,62 \text{ kN.m}$$

**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

**Sens(x-x)**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 16,08}{100 \times 27} = 0,59$$

$$\rho_1 = 0,59 \Rightarrow \beta_1 = 0,886 ; \alpha_1 = 0,342$$

$$K_1 = 28,86 \text{ avec } K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{93,64 \times 10^6}{0,886 \times 270 \times 16,08 \times 10^2} = 243,43 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,34 \times 243,43 = 8,43 [MPa] \leq 15 [MPa] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Vérification des contraintes dans le béton

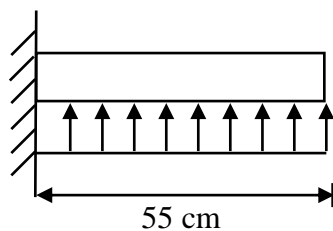
sens	zone	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Obs
X-X	Appuis	93,64	16,08	0.59	0.886	28,86	243,43	8,43	15	vérifier
	Travée	140,46	25,13	0.93	0,864	21,76	239,59	11,01		vérifier
Y-Y	Appuis	61,62	10,77	0,398	0,903	36,55	234,66	6,42		vérifier
	travée	92,43	16,08	0,595	0,886	28,86	240,28	8,32		vérifier

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 243,43 [MPa] < \overline{\sigma}_{st} = 348 [MPa] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IX-3. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.



**Schéma statique du débord**

**1. Calcul des sollicitations**• **A'ELU :**

$$q_u = 304,61 \text{ [KN/ml]}.$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{304,61 \times 0,55^2}{2} = -46,07 \text{ [KN.m]}$$

• **A'ELS :**

$$q_s = 218,9 \text{ [KN/ml]}.$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{218,9 \times 0,55^2}{2} = -33,5 \text{ [KN.m]}$$

**2. Calcul des armatures**✚ **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ [m]} ; d = 27 \text{ [cm]} ; f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]} ; \sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,07 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,044 \leq 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0,044 \Rightarrow \beta_u = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{46,07 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 5,01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s = 5,01 \text{ [cm}^2\text{/ml]}.$$

**3. Vérification à l'ELU:****Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Soit :  $A_s = 5HA12 = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]}$  avec un espacement de **20 [cm/ml]**.**

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Soit :  $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$  avec un espacement de **25 [cm/ml]**.**

**4. Vérification à l'ELS :**• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209$$

$$\rho_1 = 0,209 \Rightarrow \beta_1 = 0,927$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{53,49} = 0,018$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{33,5 \times 10^{-3}}{0,927 \times 0,27 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 234,06 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,018 \times 234,06 = 4,21 \text{ [MPa]} \leq 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 234,06[MPa] < \overline{\sigma}_{st} = 348[MPa]$  ... .. **Condition Vérifiée.**

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d’homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**IX-4.Ferrailage des nervures :**

Afin d’éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**1. Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

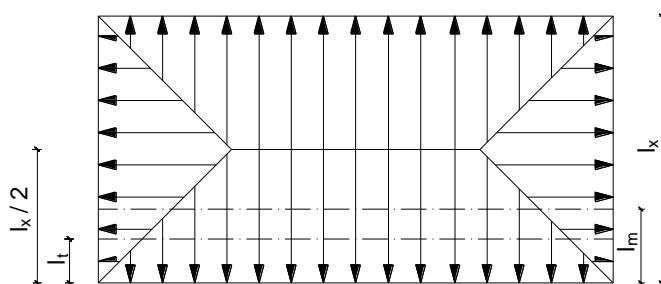
Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

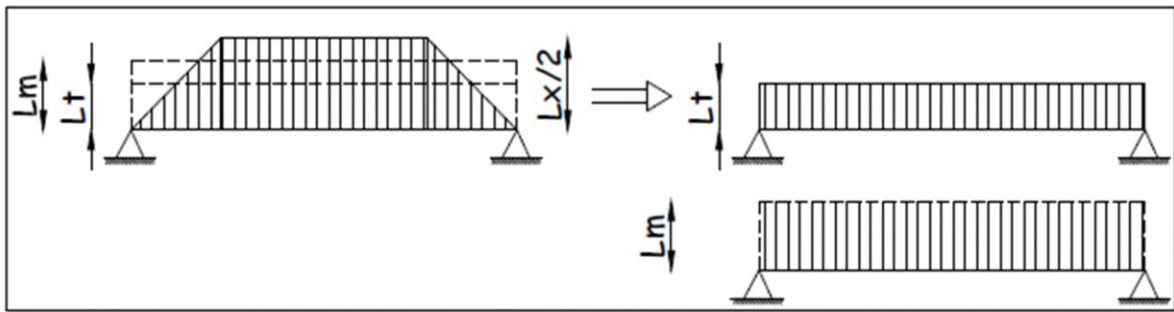
• **Charge trapézoïdale :**



**Répartition trapézoïdale**

$$\begin{cases} l_m = l_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right) \\ l_t = l_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right) \end{cases}$$

- **Le Chargement simplifié:**



Présentation du chargement simplifié

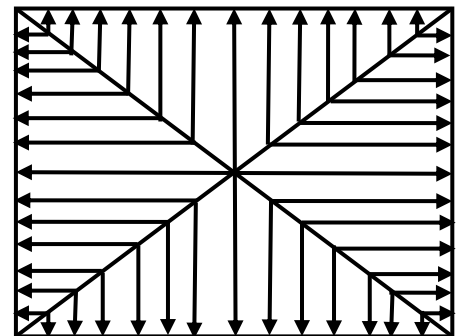
- **Charge triangulaire :**

$$\begin{cases} l_m = 0,333 \times l_x \\ l_t = 0,25 \times l_x \end{cases}$$

2. **Charges à considérer :**

$$\begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \Rightarrow \text{Pour les moments fléchissants.}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \Rightarrow \text{Pour les efforts tranchants.}$$



Répartition triangulaire.

3. **Détermination des charges :**

$$G_{ner} = (0,6 \times 1 \times 25 \times 17,1 \times 4) + (0,6 \times 1 \times 25 \times 15 \times 6) = 2376 [KN]$$

$$\text{Avec: } S_{ner} = \frac{G_{ner}}{\rho \times b_{ner}} = \frac{2376}{25 \times 0,6} = 158,4 [m^2]$$

- **ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_t}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 327,65 - \frac{53251,56}{258,05} - \frac{2376}{158,4} \right) = 106,31 [KN/m^2]$$

- **ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_t}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 242,03 - \frac{53251,56}{258,05} - \frac{2376}{158,4} \right) = 20,69 [KN/m^2].$$

- 1) **Calcul des moments et des efforts tranchants**

Pour le calcul des efforts internes, nous utiliserons le logiciel ETABS

$$H_{nerv} = 1m \quad b_{nerv} = 0.6m$$

- Sens (X-X)

Chargement a l'ELU

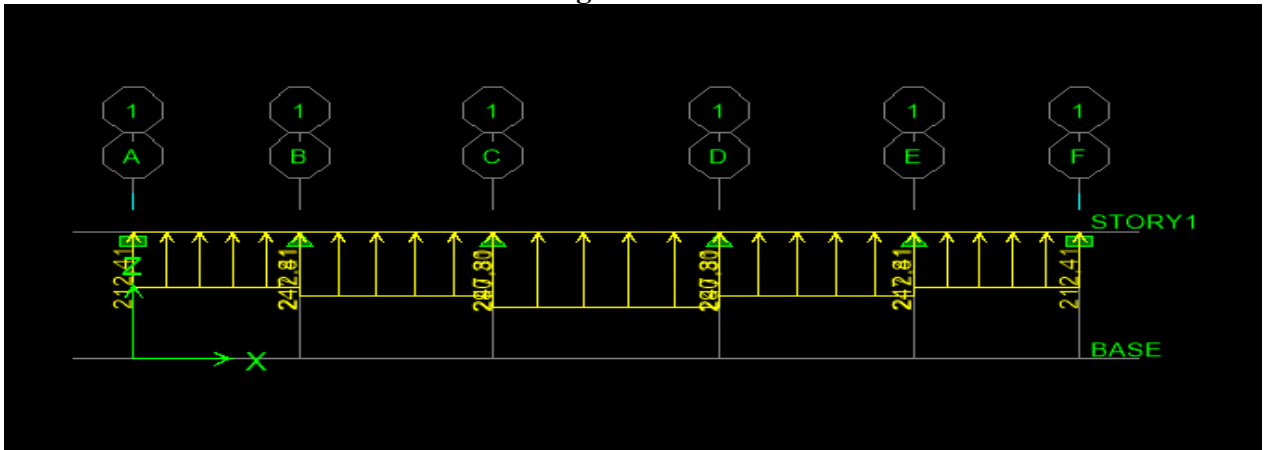
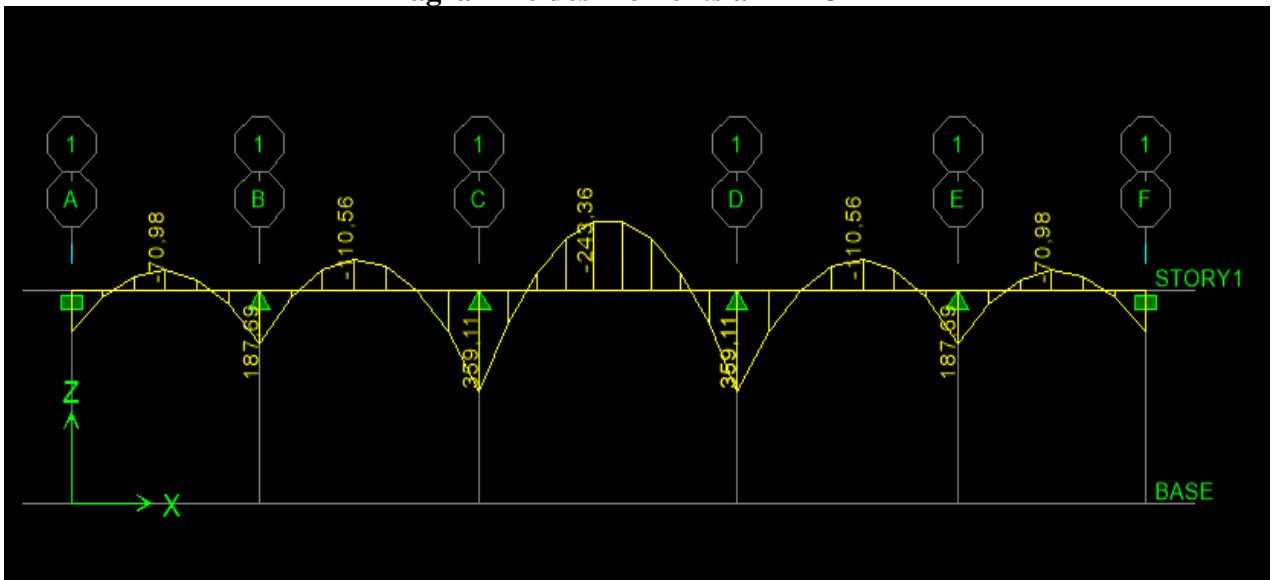


Diagramme des moments a l'ELU



Chargement a l'ELS

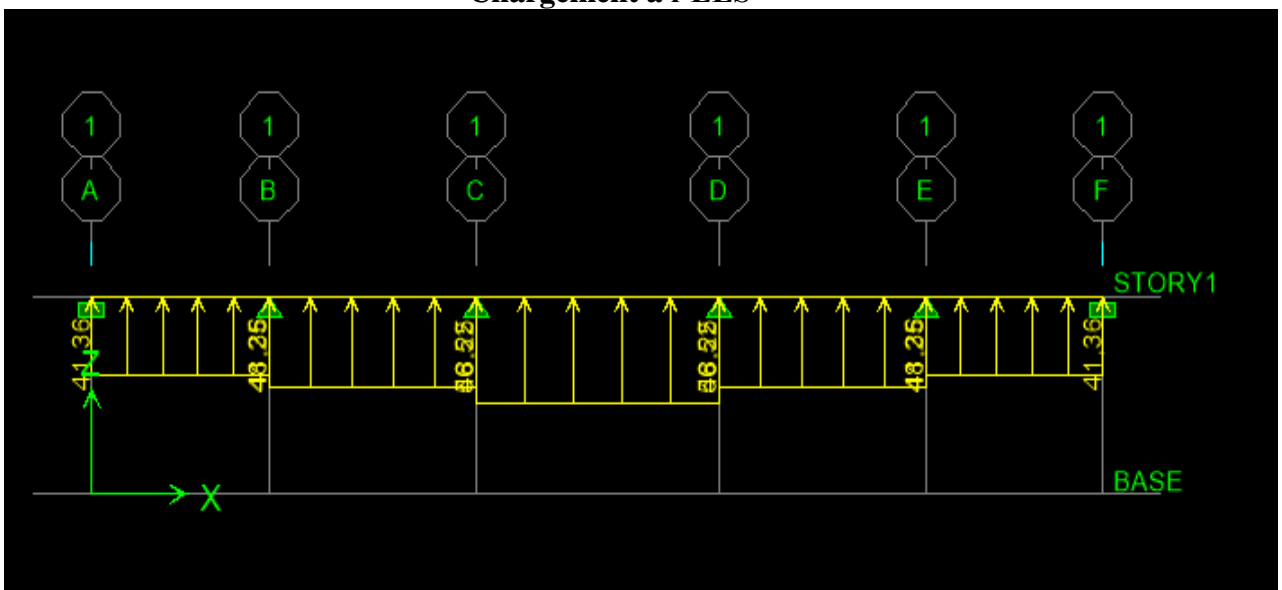
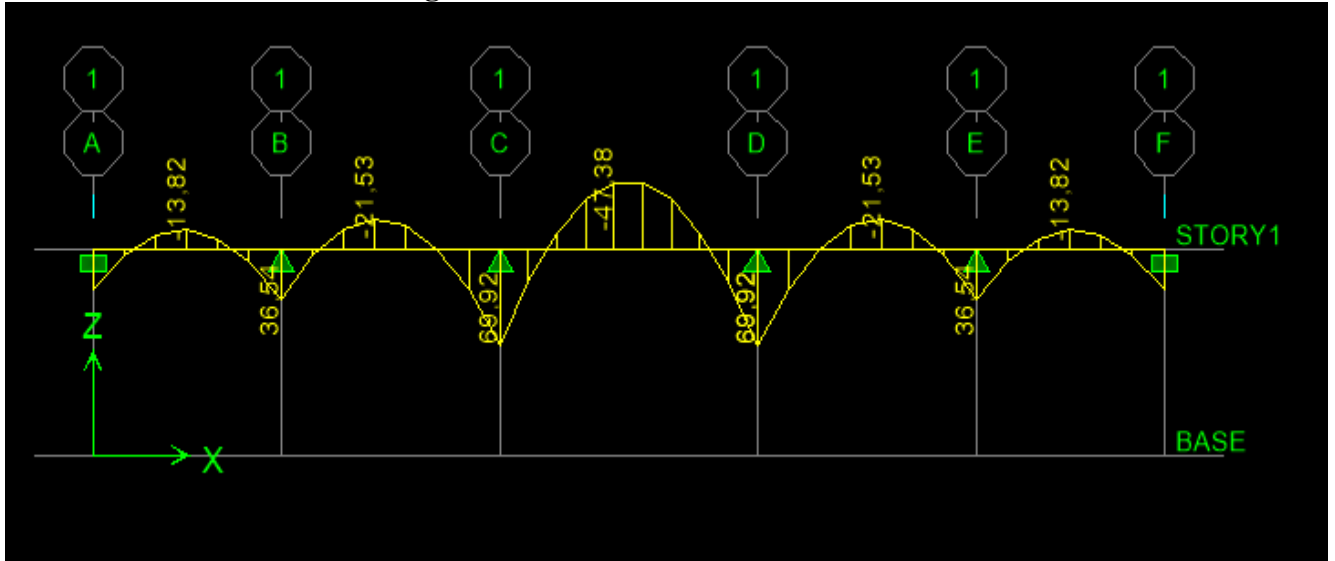


Diagramme des moments a l'ELS



Chargement effort tranchant a l'ELU

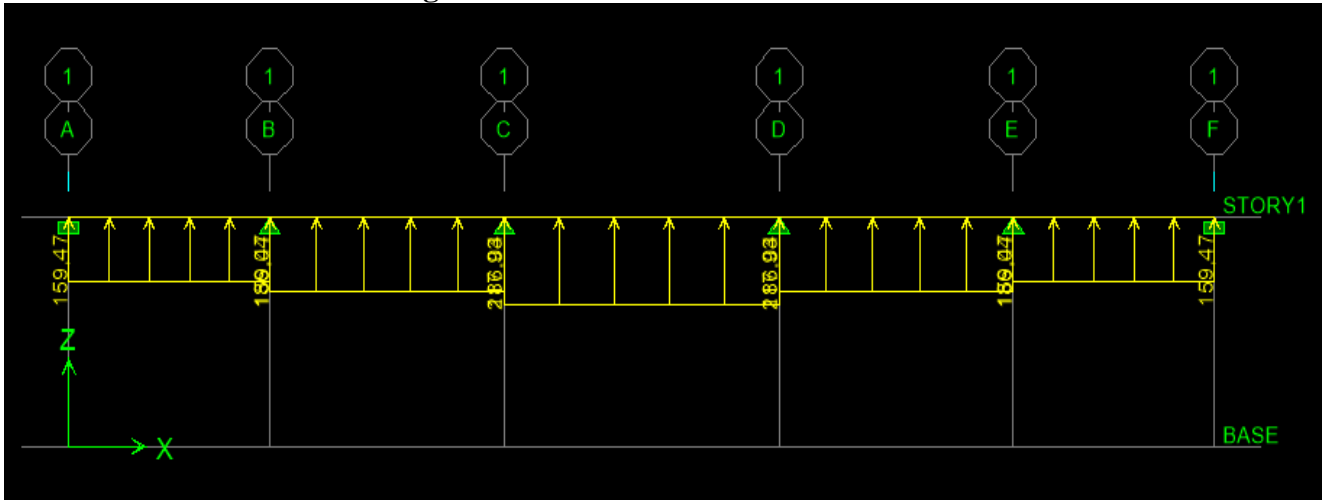
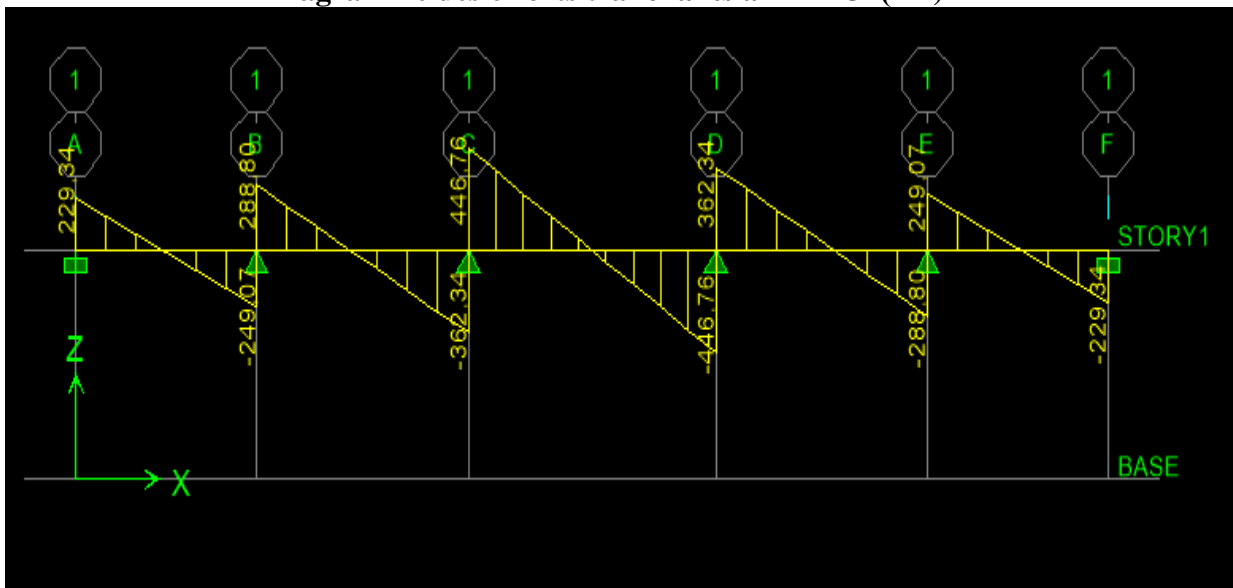


Diagramme des efforts tranchants a L'ELU (x-x)



Chargement des efforts tranchant a L' ELS

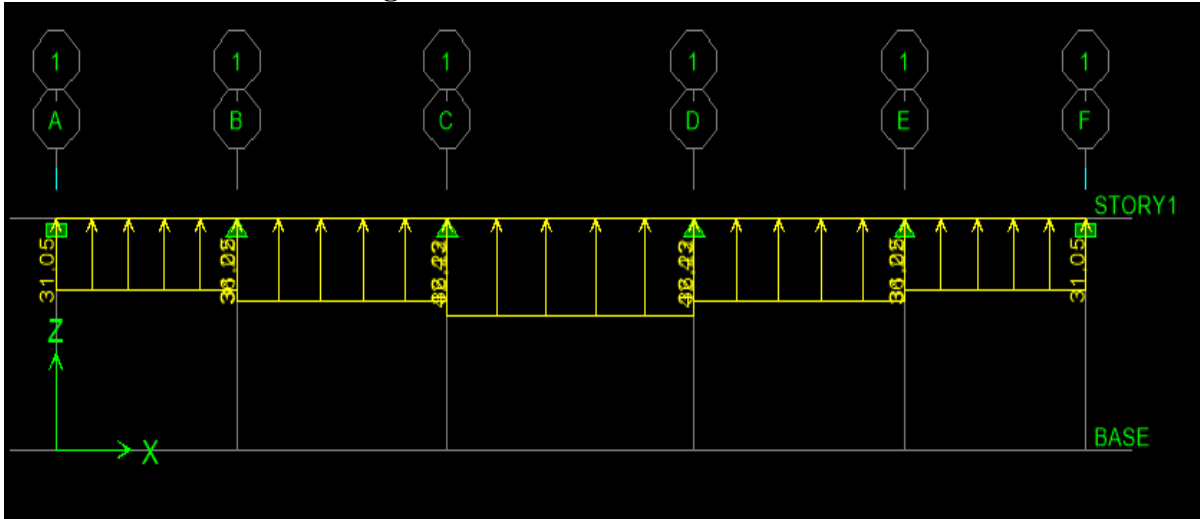
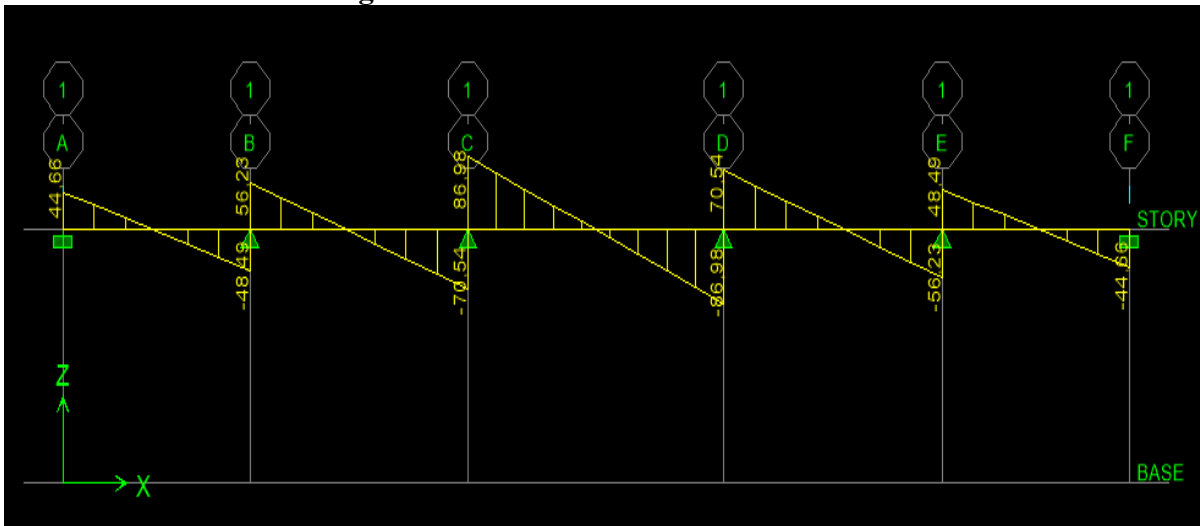


Diagramme des efforts tranchants a L' ELS



Sens transversal (y-y)

Chargement a L'ELU

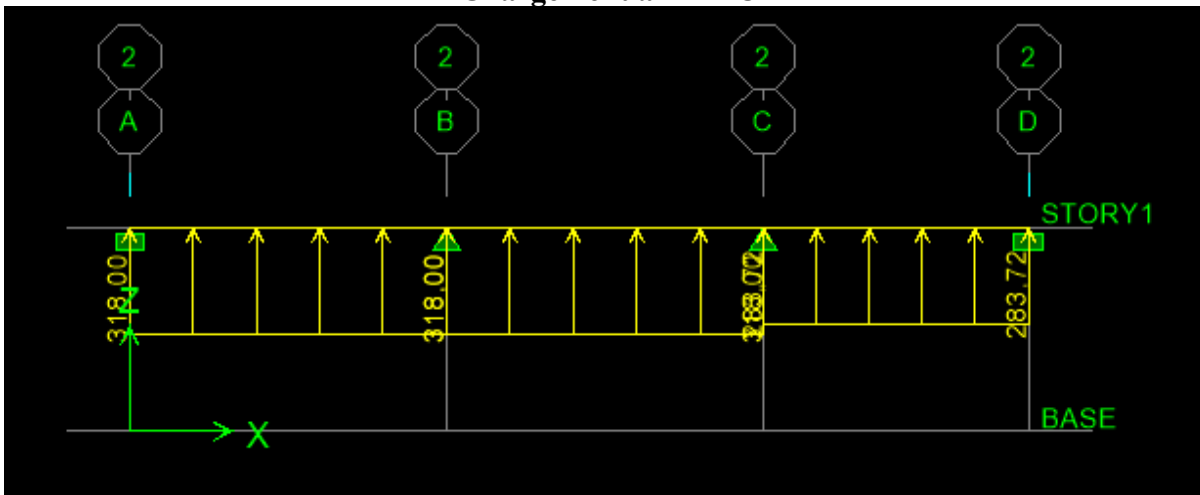
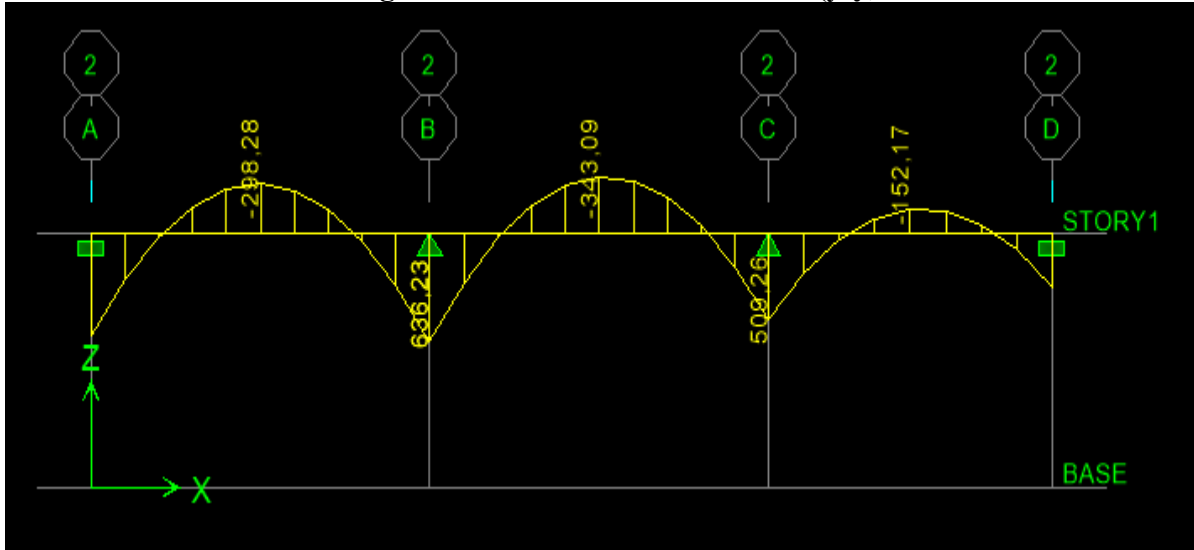


Diagramme des moments a L'ELU (y-y)



Chargement a L'ELS (Y-Y)

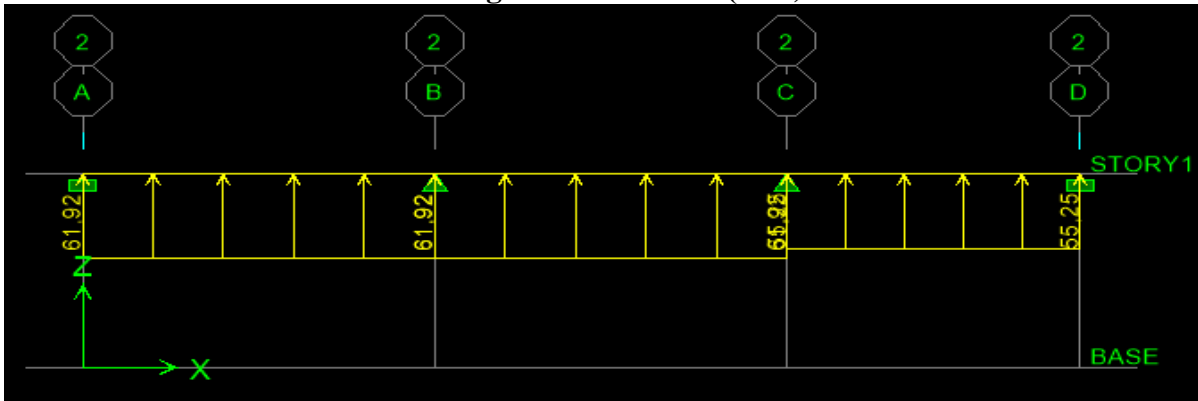
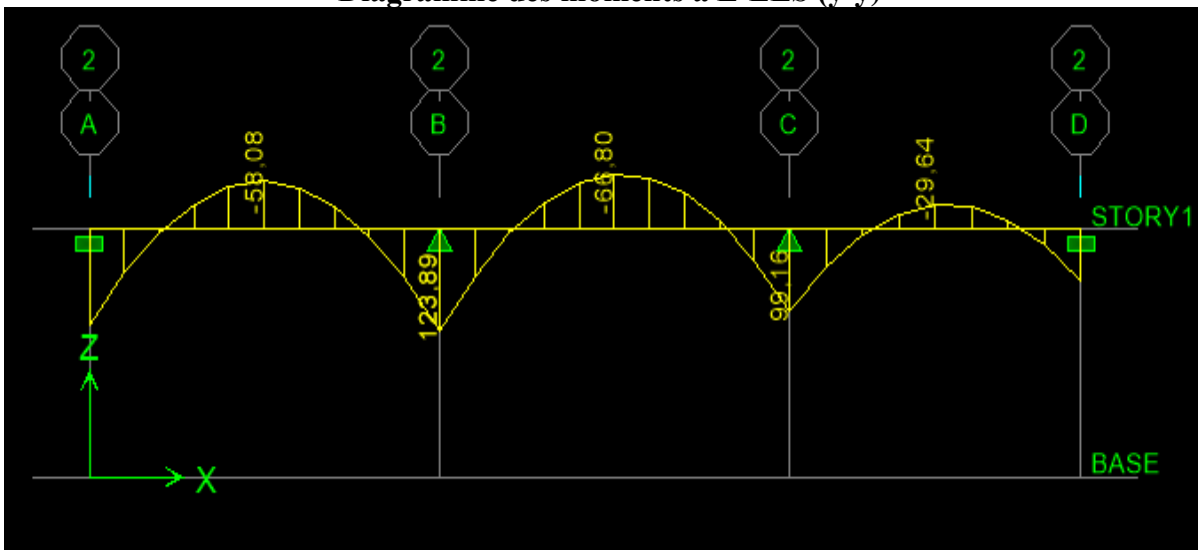


Diagramme des moments a L'ELS (y-y)



Chargement des efforts tranchants a L'ELU (y-y)

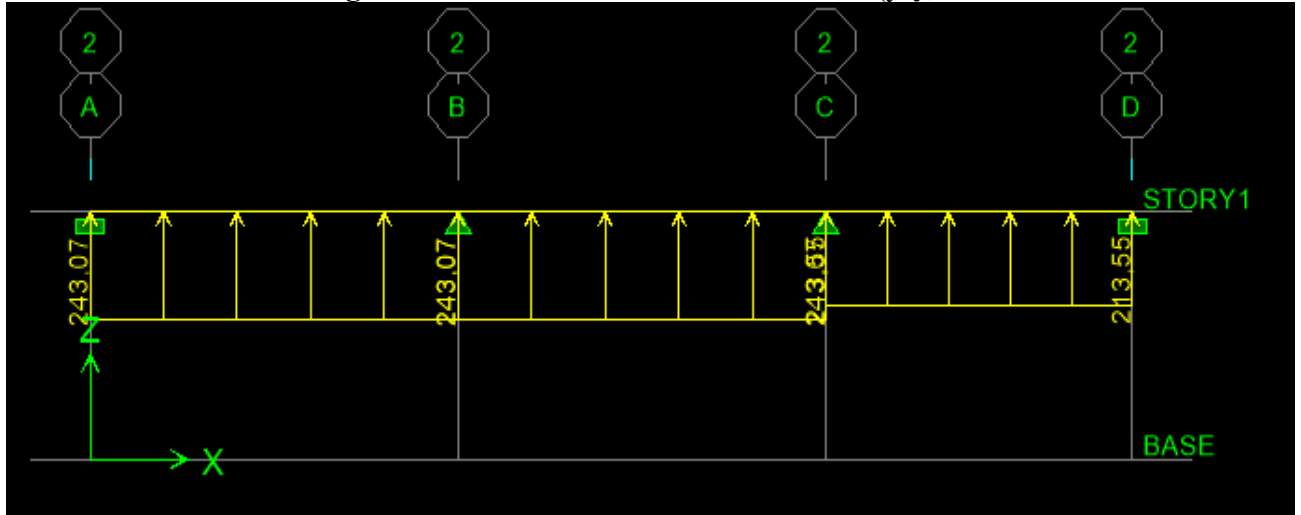
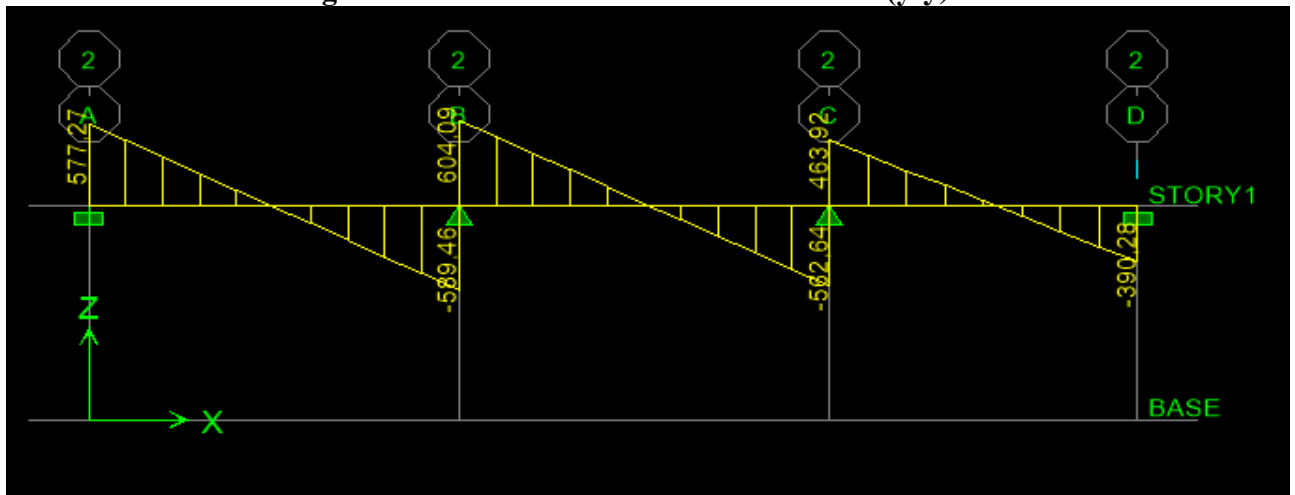


Diagramme des efforts tranchants a L'ELU (y-y)



Chargement effort tranchant a L'ELS

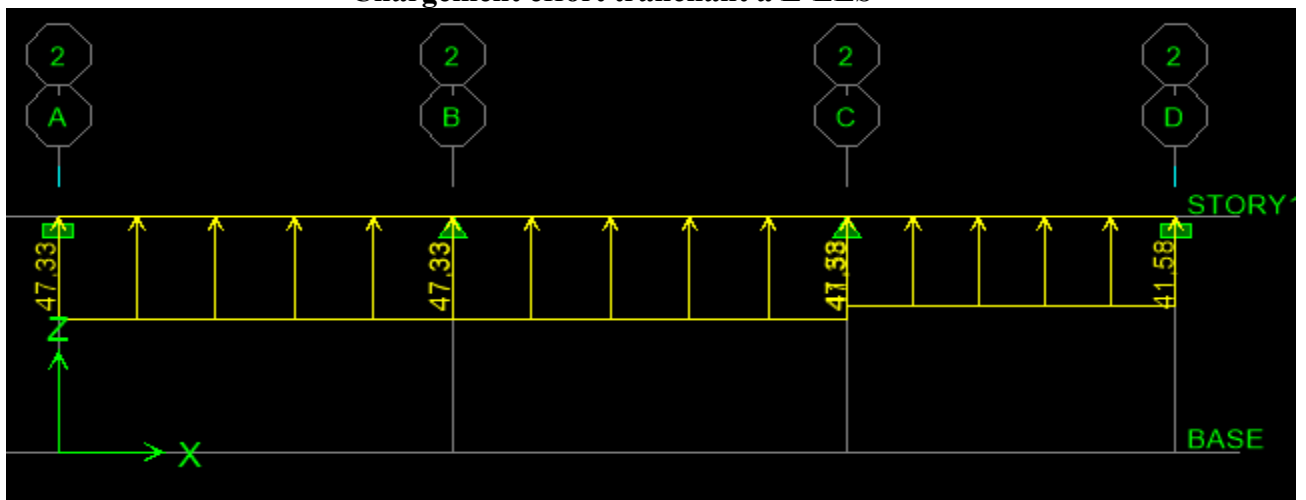


Diagramme des efforts tranchant a L'ELS (y-y)

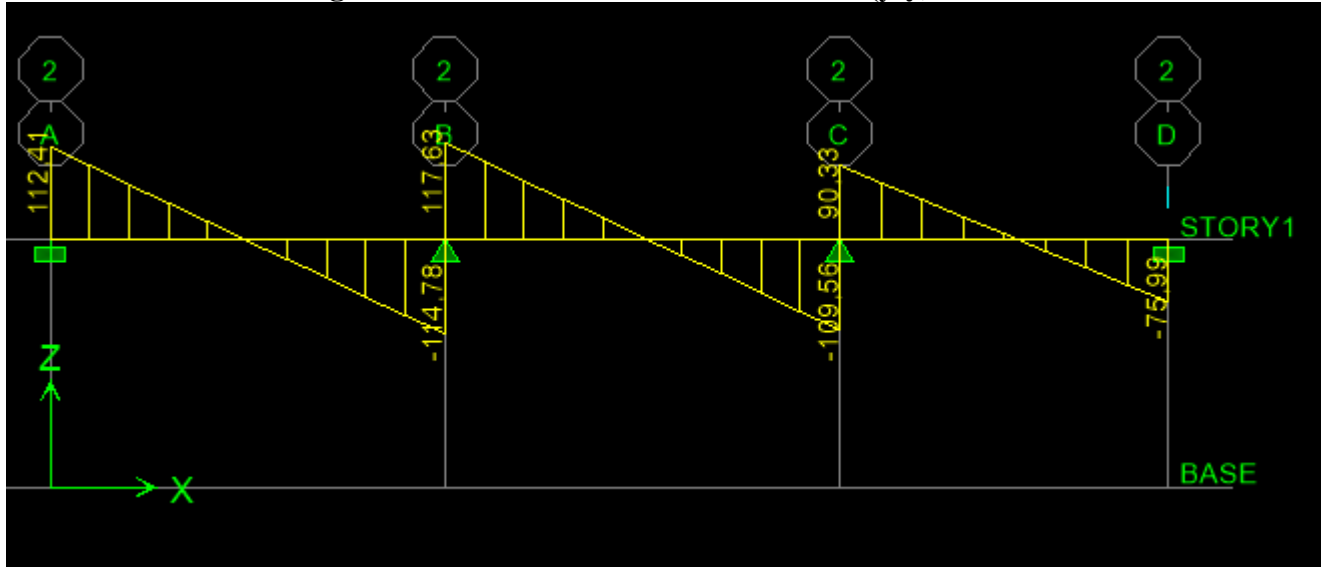


Tableau Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximum

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
<b>Moments (Travée)</b>	$M_{u\text{travée}} = 243,36\text{KN.m}$	$M_{u\text{travée}} = 343,09\text{KN.m}$
	$M_{s\text{travée}} = 47,38\text{KN.m}$	$M_{s\text{travée}} = 66,79\text{KN.m}$
<b>Moments (Appuis)</b>	$M_{u\text{appuis}} = 359,11\text{KN.m}$	$M_{u\text{appuis}} = 636,23\text{KN.m}$
	$M_{s\text{appuis}} = 69,92\text{KN.m}$	$M_{s\text{appuis}} = 123,87\text{KN.m}$
<b>Efforts Tranchants</b>	$T_u = 446,76\text{ KN}$	$T_u = 604,09\text{ KN}$
	$T_s = 86,98\text{KN}$	$T_s = 117,63\text{ KN}$

3.2. Ferrailage de la nervure à l'ELU

Calcul des armatures sens longitudinales ( X-X ) :

$b = 60\text{ cm}, h = 100\text{cm}, d = 97\text{cm} , f_{bc} = 14,2\text{ MPa} , \sigma_{st} = 348\text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{359,11 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_a^s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{359,11 \times 10^3}{0,978 \times 97 \times 348} = 10,87\text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

Soit : 3HA16 (filante) + 3HA16 (chapeau) = 12,06 [cm<sup>2</sup>/ml].

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{243,36 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{243,36 \times 10^3}{0,985 \times 97 \times 348} = 7,32 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

Soit : 3HA16 (filante) + 3HA12(chapeau) = 9,42[cm<sup>2</sup>/ml].

**Calcul des armatures sens longitudinales ( Y-Y ) :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{636,23 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,08 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{636,23 \times 10^3}{0,958 \times 97 \times 348} = 19,67 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

Soit : 3HA16(filante) + 7HA16(chapeau) = 20,1[cm<sup>2</sup>/ml].

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{343,09 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{343,09 \times 10^3}{0,979 \times 97 \times 348} = 10,38 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

Soit : 6HA16 = 12,06[cm<sup>2</sup>/ml].

Les résultats des ferrillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Aux appuis	3HA16(fil)+3HA16(chap)	3HA16(fil)+7HA16(chap)
En travée	3HA16(chap)+3HA12(fil)	3HA16(fil)+3HA16(chap)

**3.3.Vérification à l'ELU :****❖ Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 97 \times 2,1}{400} = 7,03 [cm^2]$$

**Sens X-X :**

Aux appuis :  $A_{st} = 12,06 cm^2 \geq A_{st}^{min} = 7,03 cm^2$  ..... Condition vérifiée.

En travée :  $A_{st} = 9,42 cm^2 \geq A_{st}^{min} = 7,03 cm^2$  ..... Condition vérifiée.

**Sens Y-Y:**

Aux appuis :  $A_{st} = 20,1 cm^2 \geq A_{st}^{min} = 7,03 cm^2$  ..... Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 12,06 cm^2 \geq A_{st}^{min} = 7,03 cm^2$  ..... Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient la condition.

**Calcul des armatures transversales :****Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8$  mm.

**Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{25; 9,6\} \text{ on prend } S_t = 10 [cm]$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 cm.$$

$$\text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

**❖ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

**Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{446,76 \times 10^3}{600 \times 970} = 0,76 [MPa] < \bar{\tau}_u = 2,5 [MPa] \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**➤ Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{604,09 \times 10^3}{600 \times 970} = 1,04 [MPa] < \bar{\tau}_u = 2,5 [MPa] \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**3.4.Vérifications à l'ELS :****❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On détermine:  $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348[\text{MPa}]$$

Sens	Zone	M <sub>s</sub> KN.m	A (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> MPa	σ̄ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	OBS
X- X	Appuis	69,92	12,06	0,2	53,49	0,927	64,47	348	1,2	15	Vérifié
	Travée	47,38	9,42	0,16	60,76	0,934	55,51	348	0,92	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	123,87	20,1	0,34	39,95	0,909	69,89	348	1,75	15	Vérifié
	Travée	66,79	12,06	0,2	52,57	0,926	61,65	348	1,17	15	Vérifié

# Conclusion

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

On dirait que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir :

La résistance.

La durabilité.

L'économie dans la mesure du possible.

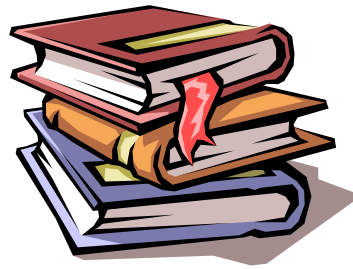
Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures


Le choix de la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion car les bâtiments résiste mal à la torsion.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.


# Bibliographie




 BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.


 Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).


 DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.

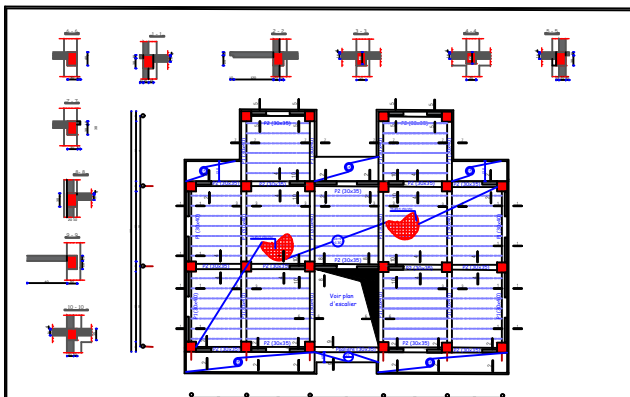
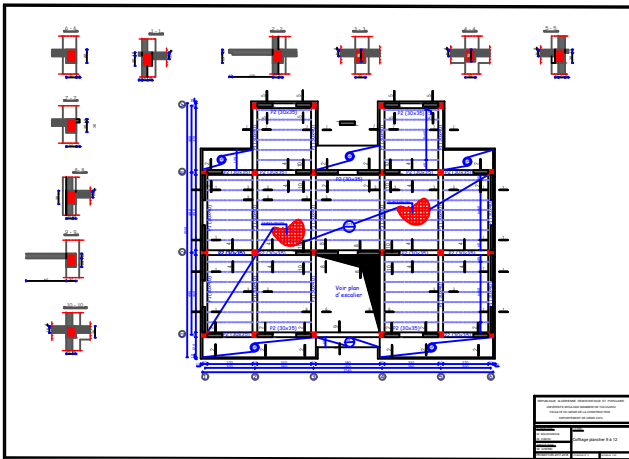
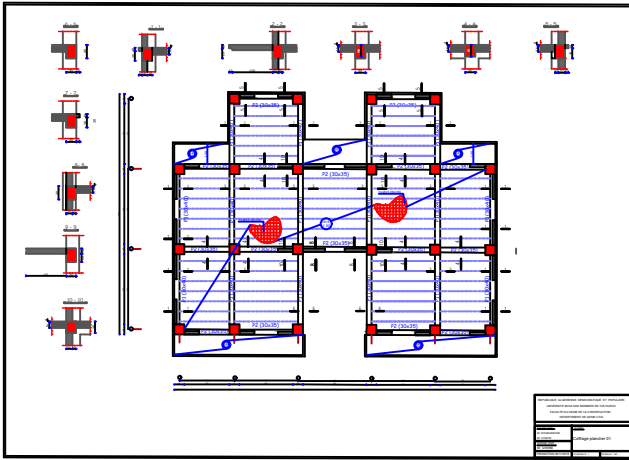
 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

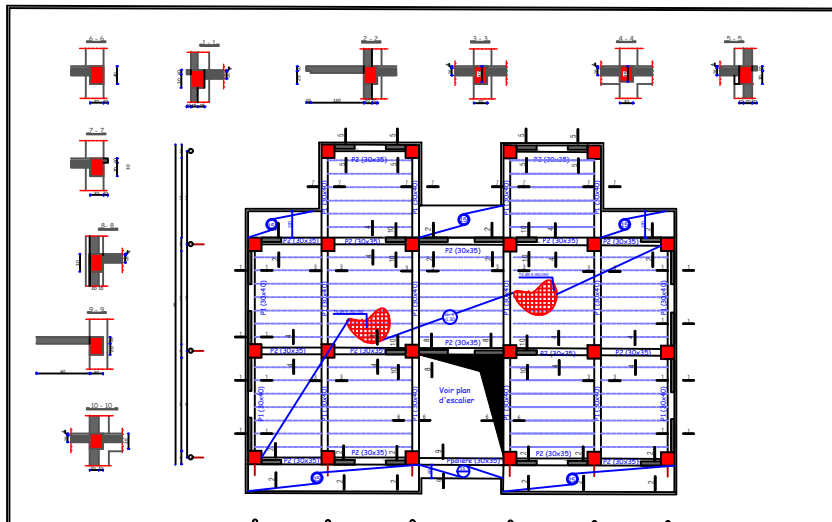
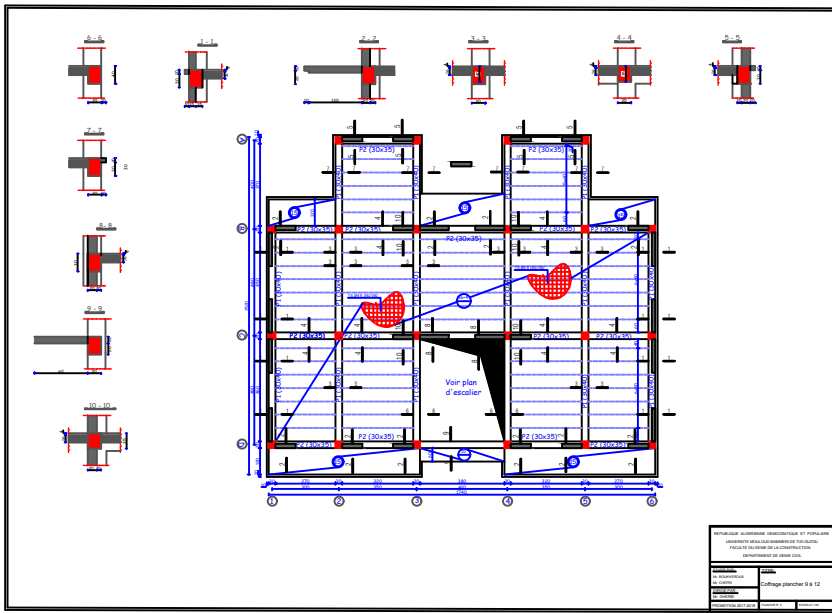
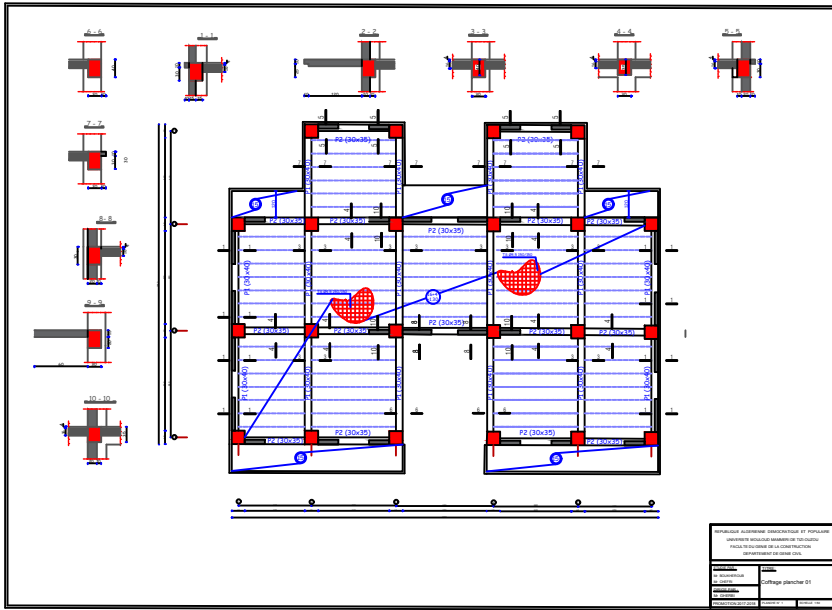
 Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

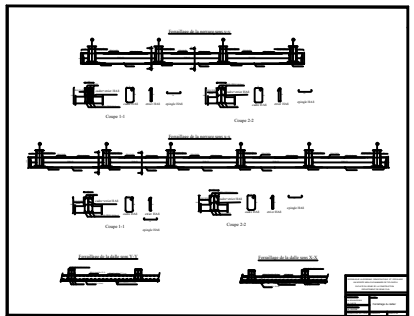
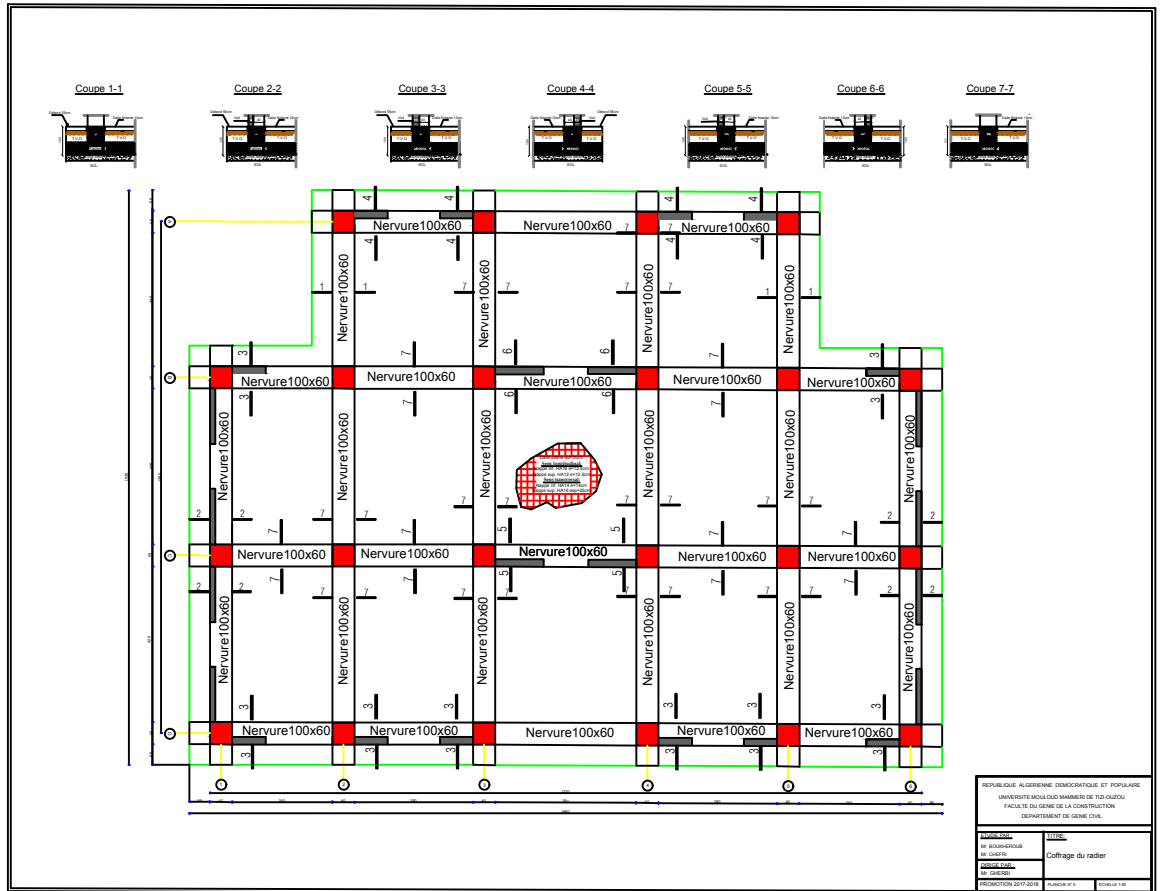
 Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).

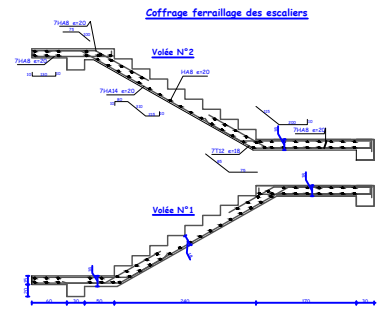
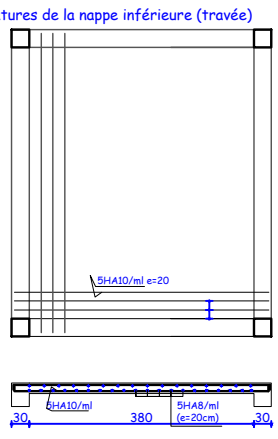
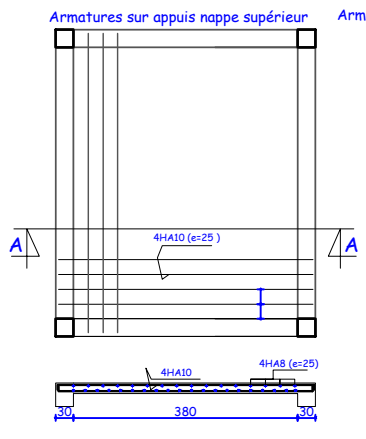
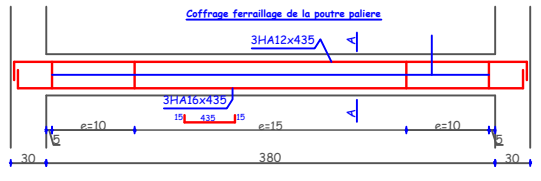
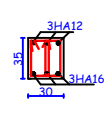
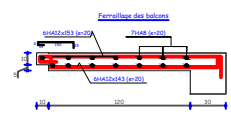
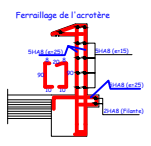
 Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.

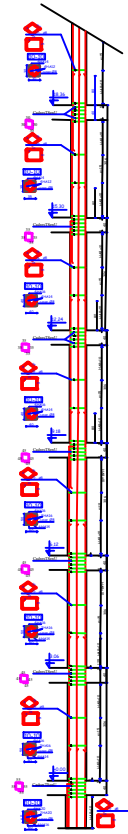
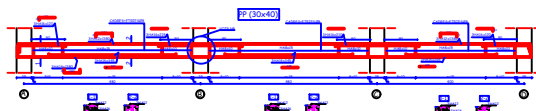
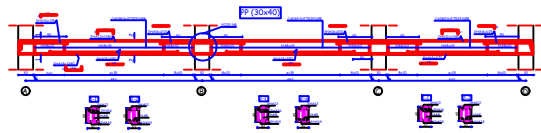
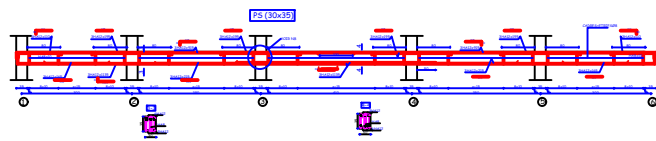
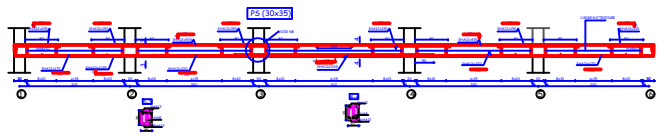
 Recherche globale sur internet.











REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROFESSEUR	TITRE
MR BOUMEROUAS MR CHEZZO	terrasse de poutre et poteau
MR BOUMEROUAS MR CHEZZO	
PRODUCTION 2017-2018	PLANCHER N° 1

