

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA**



جامعة باجي مختار - عنابة

**Faculté : Sciences de l'Ingénierat
Département : Génie Civil**

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Intitulé

ETUDE D'UN COMPLEXE TOURISTIQUE

**Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Construction civil et industrielle (CCI)**

**Par :
GUECHI ZHRAT EL FEL**

DIRECTEUR DE MEMOIRE: M^{me} MENADI SOUAD M.A UNIV. BADJI MOKHTAR ANNABA

DEVANT LE JURY

Année universitaire 2016/2017

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA**



جامعة باجي مختار - عنابة

**Faculté : Sciences de l'Ingéniorat
Département : Génie Civil**

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Intitulé

ETUDE D'UN COMPLEXE TOURISTIQUE

**Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Construction civil et industrielle (CCI)**

**Par :
BOUTARFA KHAOULA**

DIRECTEUR DE MEMOIRE: M^{me} MENADI SOUAD M.A UNIV. BADJI MOKHTAR ANNABA

DEVANT LE JURY

Année universitaire 2016/2017

DEDICACE

*Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné
la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

Avec joie, fierté et respect, Je dédie ce mémoire :

À mon très cher père à ma très chère maman qui ont toujours été là pour moi

À mes chères soeurs :, Wassila ; Mayssa, imen, kaouther

À mes chers frère : Mahdi et Hilel

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amies et chers amis.

À tous mes enseignants qui ont contribué à notre formation.

*Enfin, À Mon binôme Guechi Zahrat el fel qui a contribué à la réalisation de ce modeste
travail.*

Boutarfa khaoula

Dédicace

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL :

■ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

■ *ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

■ *A mes très chères sœurs :FATMA, Warda, Mouna et ZHOUR .*

■ *A mon très cher frère : Moussa.*

■ *A toute ma famille sans exception.*

■ *A tous mes amis.*

■ *En fin, je remercie mon binôme Boutarfa KHaoula qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Guechi zahrat el-Fel

REMERCIEMENT

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus
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 je remercie mon encadreur
Madame Menadi souad.
Pour son soutien, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances
durant l'élaboration de ce projet.
Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir
accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la
mise en forme de cet ouvrage
Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la
réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un rez de chaussée + 4 étages, implanté dans la wilaya de El taref classée en zone II selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voile contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel d'analyse des structures Autodesk robot 2014. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003). Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (Expert 2010).

Cette étude se compose de plusieurs parties.

- *La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, la troisième partie présente le pré dimensionnement et la descente de charge de la structure .*
- *la quatrième et la cinquième partie ont été consacrées a L'étude des planchers et aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).*
- *L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la sept éme partie par ROBOT milinium afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).*
- *La dernière partie comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).*

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 ,modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : *bâtiment, béton, SAP2000, Socotec, RPA 99/2003,BAEL91.*

Resum

This project presents a detailed study of an Irregularly for use Multiple, consisting of one, a ground floor + 4 floors, located in the Wilaya of El teref classified in zone II. The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software Autodesk robot 2014. The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 -Version 2003).

About the checking of reinforcement we used software Expert 2010

This study consists of many parts.

The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the predimonsionement structure and finally the descent of the load. -

The second part was devoted the studu floor and secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

- The dynamic study of the structure was begun in the seventh part determined by Robot milinium to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

*-The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003. **Keywords:** building, concrete, SAP2000, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.*

المخلص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع متنوع تتألف من (RDC + 4 étage) , يتم انجازها في دائرة عين عسل ولاية الطارف و بالتحديد في المنطقة الزلزالية رقم II حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة .

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي *Logiciel d'analyse des structures Autodesk (robot 2014)* .

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

(BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003)

اشتملت الدراسة على عدة محاور :

المحور الاول : تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصرا لمكونة لها

المحور الثالث و الرابع : يشمل دراسة ارضيية الطوابق (*RDC dalle pleine et étage en corps creux*) ويشمل دراسة الأجزاء الثانوية من البناية المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة





































المحور الخامس : الدراسة الديناميكية للبنائة بواسطة برنامج *ROBOT* الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنائة، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية

المقاومة للزلازل (RPA 2003)

أما المحور الأخير يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائة (الأعمدة، العارضات، و الأساسات

اعتمادا على (BAEL 91)

La liste des abréviations

	A	: Coefficient d'accélération de zone.
	A_s	: Aire d'une section d'acier.
	A_t	: Section d'armatures transversales.
	B	: Aire d'une section de béton.
	ϕ	: Diamètre des armatures, mode propre.
	Q	: Charge d'exploitation.
	γ_s	: Coefficient de sécurité dans l'acier.
	γ_b	: Coefficient de sécurité dans le béton.
	σ_s	: Contrainte de traction de l'acier.
	σ_{bc}	: Contrainte de compression du béton.
	$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
	$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
	τ_u	: Contrainte ultime de cisaillement.
	τ	: Contrainte tangentielle.
	β	: Coefficient de pondération.
	σ_{sol}	: Contrainte du sol.
	σ_m	: Contrainte moyenne.
	G	: Charge permanente.
	ξ	: Déformation relative.
	V_0	: Effort tranchant a la base.
	$E.L.U$: Etat limite ultime.
	$E.L.S$: Etat limite service.
	N_{ser}	: Effort normal pondéré aux états limites de service.
	N_u	: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
	T_u	: Effort tranchant ultime.
	T	: Effort tranchant, Période.
	S_t	: Espacement.
	λ	: Elancement.
	e	: Epaisseur.
	F	: Force concentrée.
	f	: Flèche.
	\bar{f}	: Flèche admissible.
	D	: Fiche d'ancrage.
	L	: Longueur ou portée.
	L_f	: Longueur de flambement.
	W	: Poids total de la structure.

- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

sommaire

N°	Titre	Page
	Introduction générale	01
Chapitre1 : Présentation de l'ouvrage		
01	Présentation du projet	02
02	Description de l'ouvrage	02
03	Conception de la structure du bâtiment	03
Chapitre2 : Caractéristique mécanique des matériaux		
	I- Béton	07
	II- L'acier	25
Chapitre3 : pré dimensionnement et décente de charge		
	I- Pré dimensionnement des éléments de la structure	
01	pré dimensionnement des poutres	36
02	pré dimensionnement des poteaux	38
03	pré dimensionnement des planchers	41
04	pré dimensionnement des voiles	44
05	Prédimensionnement de l'acrotère	45
	II- Evaluation et décente de charge	
	Introduction	46
01	Evaluation de charge	48
02	Décente de charge	52
Chapitre4 : Etude des planchers		
01	définition	61
02	Fonction principale des planchers	61
03	Planchers en corps creux	62
04	Les planchers en dalles pleines pour RDC	64
05	Méthode de calcul des planchers	65
	5-1 ferrailage de la poutrelle	65

5-2	ferraillage de la dalle pleine	65
Chapitre 5 : Calcul des éléments secondaire		
I-	les escaliers	104
II-	-Les balcons	117
III-	La dalle machine	124
Chapitre 6 : Généralité sur le Robot millenium		
Chapitre 07 : Etude sismique		
	Introduction	163
01	Choix de la méthode de calcul	164
02	Calcul de la force sismique	165
03	Analyse des résultats	176
04	comparaison entre la méthode statique et la méthode dynamique	178
Chapitre 8 : Etude des portiques		
	introduction	180
01	Ferraillage des poutres principales	182
02	Ferraillage des poutres secondaire	195
03	Ferraillage des poteaux	209
Chapitre 9 : Etudes des voile		
Chapitre 10 : Etude de l'infrastructure		
I-	Etude du voile périphérique	247
II-	Ferraillage de la longrine	252
III-	Etude des fondations	254
Conclusion Générale		
Bibliographie		
Bibliographie		
Liste des tableaux		
	▪ Tableau des tableaux	
	▪ Tableau des figures	
Annexe		

Introduction générale :

Engineering a été un aspect de la vie depuis le depuis de l'existence humaine. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructure. Le génie civil englobe les travaux publics et le bâtiment.

Chaque étude de projet de bâtiment doit assurer :

- La sécurité qui dépend de la stabilité de l'ouvrage
- L'économie set a diminué les couts des projets
- Le confort pour assurer un bon usage de l'ouvrage
- L'esthétique qui présente un critère très important

L'expérience a montré que la majorité des bâtiments endommagés par le tremblement de terre de boumerdes du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, les projets doivent êtres conforme aux réglementation parasismique. (RPA2003) qui rigidifient convenablement la structure.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé .Le bâtiment en question est un hôtel de « R+5 », accompagné d'une salle de conférence et de quatre bungalow.

Le choix de cet édifice été motivé par les nombreuse contrainte d'étude aussi bien a la région (sismicité), au site, que 'a son architecture.

Quelque soit le type des bâtiment en BA, leur étude rencontrent des difficulté dans le choix du modèle de comportement..

Le règlement parasismique algériens définit des modèles et des approches spécifique a chaque type de bâtiment.

1- Présentation du projet :



Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un Hôtel a usage d'habitation et d'admenestration en R+5, accompagné d'une salle de conférence (fête) et de 6 Bangalow .

L'implantation de ce dernier se situé dans une région de moyenne séismicité , D'autre part la construction de ce complexe est projetée dans la wilaya "el taref " **la commune de AIN ASSEL** " qui est classée dans la zone **II** (d'après le R.P.A 99 version 2003).

2- Description de l'ouvrage :

La terrasse du bâtiment est inaccessible, l'étanchéité du plancher est assuré par une forme de pente et système en multicouche.

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entoure d'une acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10cm d'épaisseur.

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- Longueur en plan----- 43.30 m
- Largeur en plan----- 28.90 m
- Hauteur du RDC----- 4.00 m.
- Hauteur étage courant-----3.96 m.
- Hauteur totale----- 21,5m

LA STABILITE GENERALE de la structure est assurée par des portiques (poteaux, poutres) et des voiles MIXTE dans les deux sens.

Les planchers des étages sont en en corps creux (16+4), et en dalle pleine pour RDC.

La structure est séparé par un joint de dilatation de 6 m de large, qui coupe la structure en deux bloc S.

La structure est repose sur un site meuble de capacité portante de $\sigma_{sol} = 1.4 \text{ bar} = 14 \text{ t/m}^2$

Règlement et normes utilisés :

Trois règlements sont utilisés pour le calcul et la vérification de l'ouvrage.

1- Le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/2003 ».

2- Le Règlement Neige et Vent RNV65

3- Le Règlement « BAEL91 ».

3- Conception de la structure du bâtiment :

• Structure de contreventement :

L'ouvrage en question entre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

D'après les conditions de l'article 3-4-A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasseles 8.00 m. Par conséquent, nous avons opter pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

• Le Plancher :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

Les portées des poutres ne sont pas importantes.

La facilité de réalisation ;

Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).
Cependant, rdc et les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries Plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

- **La cage d'escalier :**

La cage d'escalier permet l'accès du RDC jusqu'au huitième étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire sauf le RDC qui possède une petite volée en plus.

- **Les façades**

Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 50%.

- **Les Revêtements :**

Les enduits des murs et plafonds sont réalisés en :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau,
- Plâtre : pour les cloisons et les plafonds.

On a utilisé le carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

Introduction

Un matériau désigne toute matière utilisée pour réaliser un objet au sens large. Ce dernier est souvent une pièce d'un sous-ensemble. C'est donc une matière de base sélectionnée en raison de propriétés particulières et mise en œuvre en vue d'un usage spécifique. La nature chimique, la forme physique (phases en présence, granulométrie et forme des particules, par exemple), l'état de surface des différentes matières premières, qui sont à la base des matériaux, leur confèrent des propriétés particulières. On distingue ainsi quatre grandes familles de matériaux.

Des exemples de matériaux peuvent inclure : **cuir**, **bois**, **liège** (pour isolation de machines...), **papier**, **carton**, **chaux**, **sable**, **verre**, **céramique**, **matière plastique**, **nylon**, **plexiglas**, **polymère**, **élastomère**, **métal**, **alliage**, **acier**, **béton**, **Pierre**, **brique**, carreaux de **plâtre**, **colorant**, **pigment**, **médicament**, **minéral**, **cire**, et **explosif**.

Tous les matériaux interagissent avec des agents extérieurs lorsqu'ils sont utilisés Par exemple :

- Un matériau sur lequel s'exerce une force subit une déformation
- Une surface métallique polie réfléchit la lumière...

6 grandes catégories de propriétés :

- Mécaniques
- Électriques
- Thermiques
- Magnétiques
- Optiques
- Chimiques

Propriétés physiques : concernent le comportement des matériaux soumis à l'action de la température, des champs électriques ou magnétiques ou de la lumière

• **Propriétés mécaniques :**

Elles concernent la déformation d'un matériau soumis à une force

- La résistance : caractérise la contrainte maximale que peut supporter un matériau avant de se rompre

- La dureté : résistance d'un matériau à la pénétration
- La ductilité : capacité du matériau à se déformer de manière irréversible avant de rompre
- La rigidité : fonction de l'intensité des liaisons entre atomes ou molécules (module d'Young)
- La rigidité : fonction de l'intensité des liaisons entre atomes ou molécules (module d'Young)
- La ténacité : capacité d'un matériau à emmagasiner de l'énergie avant sa rupture Les principales sont : Quand un corps est soumis à l'action de forces extérieures des contraintes internes s'établissent Relations entre contraintes et déformations À ces contraintes sont associées des déformations en régime *linéaire*, la contrainte est proportionnelle à la déformation, le facteur de proportionnalité est par exemple le module d'Young, noté E.

- **Contrainte = module d'élasticité × déformation**

- **Propriété physique :**

Voici quelques caractéristiques physiques des matériaux :

- **masse volumique** : les matériaux à masse volumique importante sont utilisés à la fabrication de contrepoids (équilibrage), volants d'inertie, etc. Ceux à faible masse volumique sont utilisés dans l'aéronautique, par exemple ;
- **coefficient de dilatation** : entre en jeu, par exemple pour des matériaux soumis à des écarts de température importants ;
- **chaleur massique** : pour les accumulateurs thermiques des habitations ;
- point de fusion : matériaux appelés à fondre (fusibles) ;
- couleur, aspect, forme, état de surface, rugosité ;
- **surface spécifique** ;
- conductivités **thermique et électrique** ;
- porosité, perméabilité.

I- Le béton :

1- Définition du béton :

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau.

Le béton armé peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

2- Historique du béton armé :

C'est en 1848 que LAMBOT imagina d'associer des barres d'acier et du béton de ciment pour réaliser une barque (exposition universelle de 1855).

Quelques années plus tard, J MONIER, un jardinier de Versailles utilisera un procédé analogue pour fabriquer des caisses pour fleurs. On lui attribue l'invention du BA qui a ensuite été exploité en Allemagne par l'entreprise MONIER BETON BRAU (brevet déposé en 1868).

Ensuite HENNEBIQUE met au point les bases de calcul pour son utilisation rationnelle mais il faudra attendre 1897 pour que RABUT professe le premier cours de BA à l'ENPC. Auparavant, en 1891, COIGNET utilisa des poutres BA préfabriquées pour la construction d'un immeuble.

En 1906 paraît la première réglementation s'appuyant sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles. La circulaire de 1906 sera remplacée par les règles BA45 puis BA60, BA68, BAEL80, BAEL83, BAEL90 et enfin BAEL91. Actuellement les règles EUROCODES sont en phase de démarrage.

Le béton armé ne repose pas toujours sur des théories scientifiques. Les formules de calcul et les nombreux coefficients utilisés ont souvent un caractère empirique mais il est essentiel qu'ils aient été fixés à la suite de nombreux essais et que les résultats de calcul soient conformes à l'expérience.

Jusqu'en 1980, le béton armé a été calculé par la méthode dite aux contraintes admissibles. Ces contraintes admissibles étaient définies sur la base des contraintes de rupture

ou de limite élastique des matériaux et ensuite on les multipliait par un coefficient de sécurité. Le coefficient de sécurité pris sur le béton est longtemps resté égal à 28% de la limite de rupture à 90 jours, le coefficient de sécurité de l'acier à 60% de sa limite élastique.

Il suffisait ensuite de calculer les contraintes dans l'acier et le béton sous l'effet le plus défavorable des charges et de vérifier que l'on ne dépassait pas ces contraintes admissibles.

Dorénavant cette notion de la sécurité a évolué et l'on cherche à prendre en compte tous les facteurs d'insécurité séparément, comme par exemple :

- la résistance intrinsèque des matériaux,
- la valeur la plus probable des charges permanentes et des charges variables,
- l'aspect favorable ou défavorable de ces actions,
- les approximations de calcul des sollicitations (efforts tranchants, moments fléchissants...),
- les défauts géométriques des matériaux et de leur position,
- la fissuration.

Nous calculerons les structures en béton armé à l'aide des règlements aux états limites : le BAEL91 (Béton Armé aux États Limites).

Le béton est un matériau composite aggloméré, constitué de granulats durs de diverses dimensions collés entre eux par un liant. Les composants sont très différents: leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants de 1 pour l'eau à plus de 3 pour le ciment (en t/m³). Si le type de liant utilisé n'est pas un ciment, on parle alors, soit de liant composé binaire, ternaire ou quaternaire.

En bref le béton est un:

- **Mélange d'agrégat (sable plus granulat) et de la pâte composée: de ciment, d'eau et d'adjuvant :**
 - pâte 30 à 40%
 - Ciment portland 7% to 15% par volume
 - Eau 14% to 21% par volume
 - Agregats 60% à 80%
 - Gros granulats
 - Granulats fins
 - Adjuvants chimiques

3- Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit:

- Ciment : 350kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.



Figure1 : les composants du béton

4- Rôle des constituants :

4-1 Liant :

• Ciment

Les Romains connaissaient déjà le secret de la production d'un matériau hydraulique dense et durable en mélangeant de la chaux avec des matériaux d'origine volcanique pour former un liant qui a des propriétés, très semblable à celles qu'on retrouve dans la pâte du ciment hydratée. Toutefois, les connaissances des Romains furent perdues après les invasions des barbares et ne furent retrouvées qu'à la fin de 18^e siècle. L'invention du ciment est attribuée à un maçon Anglais du nom de Joseph Aspdin et date de 1824. Le nom de portland est dû au fait que la couleur du béton obtenu ressemble à une roche d'excellente qualité extraite de la presque île de calcaire de Portland, situé à l'ouest de l'Île of Wight. Son importation au Canada remonte à 1889 dans des barils en bois. Le ciment Portland:

- Est une poudre sèche ayant des particules très fines
- forme une pâte au contact de l'eau (liant hydraulique)
- Réagit pour former des produits d'hydratation
- colle

- Enrobe tous les granulats ensemble
- Durci pour former une masse solide

- **Production du ciment :**

Pour fabriquer du ciment Portland, on fait cuire à température très élevée (1450°C), dans un four rotatif, un mélange de pierre calcaire broyée et d'argile (ou de matériaux similaires). La pierre calcaire fournit la chaux, et l'argile fournit principalement la silice et l'alumine. Le produit obtenu à la sortie du four s'appelle clinker. Le ciment Portland est ensuite fabriqué en ajoutant au clinker pulvérisé (grosseur des particules varie à peu près entre 1 et 80µm) une faible quantité (5%) de gypse.

- **Propriétés physico-chimiques du ciment :**

Les ciments sont caractérisés par leur vitesse de réaction, leur chaleur d'hydratation, leur finesse etc... Ces caractéristiques sont définies par des essais tels que:

- Composition chimique
- Consistance normale
- Temps de prise
- Leur finesse de mouture (broyage)
- Leur composition chimique

- **Composition chimique :**

A l'issue de la cuisson, nous obtenons 4 phases cristallines

- 45 à 65 % de silicate tricalcique (Alite) **C3S**
- 15 à 25 % de silicate bicalcique (Bélite) **C2S**
- 0 à 10 % d'alumino-ferrite tétracalcique **C4AF**
- 0 à 15 % d'aluminate tricalcique **C3A**

Résumé chimique et notation cimentière :

- Silice SiO_2**S**
- Chaux..... CaO**C**
- Alumine..... Al_2O_3**A**
- Oxyde de Fer..... Fe_2O_3**F**

4-2 Granulats et eau :

Le rôle des granulats dans un mélange de béton est de permettre de produire un matériau ayant une résistance et une durabilité appropriées avec le moindre coût possible. La maniabilité (l'ouvrabilité) des bétons dépend grandement des caractéristiques des granulats dont les principales sont:

- la granulométrie, la texture de surface des granulats et la forme des particules
- la résistance mécanique (compression, traction et module)
- La densité relative, la masse volumique
- l'absorption, la porosité et la teneur en humidité
- la présence de matières nuisibles
- la résistance aux cycles de gel et dégel
- la résistance à l'abrasion et aux chocs

4-3 Adjuvants :

4-3-1 chimiques

Pour améliorer certaines propriétés des bétons on a recours à des adjuvants chimiques. Les adjuvants sont des produits organiques et inorganiques qui, quand ils sont ajoutés en petite quantité, modifient certaines propriétés des bétons. Les plus connus sont: Entraîneur d'air, Réducteur d'eau à moyen ou à forte action, accélérateur ou retardateur de prise etc....

L'addition de ces produits dans le béton engendre des phénomènes physico-chimiques très complexes.

On utilise les adjuvants surtout pour :

- Diminuer le coût des constructions en béton
- Donner au béton certaines caractéristiques plus efficacement que par d'autres moyens
- Assurer la qualité du béton durant le malaxage, le transport, la mise en place et la cure dans des conditions météorologiques défavorables
- Obéir à certaines urgences durant le bétonnage

4-3-2 Adjuvants entraîneurs d'air :

Ajoutés au béton, ils entraînent une quantité définie d'air, sous forme de bulles calibrées microscopiques (90% < 100 mm de diamètre et 60% < 20 mm) réparties de manière homogène dans le béton et de façon durable.

Lors du gel, l'eau se transforme en glace, son volume augmente et la pression ainsi provoquée peut être suffisante pour entraîner la rupture du béton. Les bulles d'air entraîné forment autant de réservoirs qui reprennent l'excès d'eau introduit en force, et contribuent ainsi à diminuer les pressions qui s'exercent et, par suite, à prévenir

4-3-3 Adjuvants réducteurs d'eau :

Les réducteurs d'eau sont utilisés pour:

- réduire la quantité d'eau de gâchage d'environ 5 à 10 %
- abaisser le rapport eau/liants,
- réduire la quantité de ciment et d'eau
- augmenter l'affaissement.

La perte d'affaissement est souvent très importante (fig. 6-4). Les réducteurs d'eau peuvent causer un retard de prise si leur dosage est élevé. Ils sont conçus pour des bétons de 100 à 125 mm d'affaissement.

4-4 Sable :

Les grains de sable, de même origine que les granulats, ont un diamètre inférieur à 2 mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses. Il existe un béton, le mortier de ciment. Contenant uniquement du sable, du ciment et de l'eau. Il sert principalement en maçonnerie pour lier les briques ou les parpaings. et pour dresser les enduits sur les murs.

4-5 Eau :

L'eau doit être propre; c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance. La consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau. Plus un béton est liquide, plus il est facile à

travailler. Mais un tel matériau présente une plus faible résistance une fois sec. Il est donc nécessaire de définir la teneur en eau selon l'usage du béton, et d'obtenir le juste équilibre pour que le matériau soit résistant et néanmoins maniable. P.n général, le béton mis en oeuvre est plutôt sec, mais il est vibré au coulage pour lui permettre de remplir correctement le coffrage, et pour expulser l'air emprisonné lors du malaxage.

5- Préparation :

5-1 Malaxage :

On mélange les composants à la main, à la pelle, ou au moyen d'engins mécaniques, tels qu'une bétonnière. Pour des grands travaux, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les constituants selon une composition programmée à l'avance. La production peut atteindre plus de 300 L'objectif est de mélanger suffisamment les composants pour obtenir une pâte homogène, au sein de laquelle les éléments les plus fins, sable et ciment, comblent les vides laissés par l'agglomération des granulats ; on doit également envelopper complètement les graviers pour obtenir, une fois sec, un matériau constitutif d'une roche.

5-2 Coulage :

Le béton peut être transporté jusqu'au chantier par des toupies, bétonnières montées sur camion. Une pompe à béton achemine le matériau en hauteur ou sur des sites difficilement accessibles aux camions. Sur les gros chantiers, le pompage du béton permet des cadences beaucoup plus importantes que si l'on emploie des bennes amenées par grue sur le lieu du coulage. Le béton peut également être projeté au moyen de compresseurs pneumatiques. Ce matériau, qui ne nécessite pas de coffrage, est utilisé lors de la construction de piscines. ou pour conforter des talus de terre instables risquant de s'écrouler.

5-3 Vibration :

Une fois coulé dans un coffrage, le béton est vibré à l'aide d'aiguilles ou par des vibreurs électriques montés directement sur le coffrage. L'air expulsé durant cette phase provient des cavités entre les graviers, qui se remplissent de la pâte fine de ciment et de sable. La vibration permet un mélange efficace et améliore le durcissement.

5-4 Durcissement :

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

5-5 Décoffrage :

Pour les pièces préfabriquées et les éléments non porteurs, il est possible de décoffrer quelques heures seulement après le coulage. En général, par temps doux, on coule le béton le soir pour le décoffrer le lendemain matin. Les éléments porteurs. Comme les poutres ou les planchers, doivent rester plusieurs jours dans leur coffrage : le béton doit durcir suffisamment pour supporter leur propre poids, ainsi que les charges qui y seront appliquées.

1 m³ de béton ordinaire contient 350 kg de ciment, 420L, ou 590kg, de sable 0/5, 820L, ou 1180 kg, de gravier 5/15 et 15/25, et de 210L d'eau, y compris celle contenue dans les granulats s'ils sont humides.

6- Béton armé et précontraint :

Le béton présente une excellente résistance à la compression, environ 450 Dan/cm². mais dix fois moindre en traction ou en cisaillement. Dans une pièce en béton supportant une charge, une poutre par exemple, la partie haute travaille en compression et la partie basse exerce des efforts de traction. Des études sur la résistance des matériaux permettent de déterminer dans chaque cas les parties d'une pièce en béton travaillant en compression ou en traction. Pour reprendre les efforts de traction du béton,

des barres d'acier sont noyées dans le béton. L'acier, qui possède une résistance égale en traction et en compression, est placé aux endroits où le béton est le plus fragile.

Jadis, les aciers employés étaient des barres rondes de surface lisse, mais ce type d'acier n'offre pas une adhérence suffisante sur le béton. En cas d'effort important, il glisse dans le

matériau et les contraintes ne se transmettent plus correctement. Aujourd'hui, ces aciers lisses sont surtout utilisés pour des attentes d'armatures, c'est-à-dire des aciers qui font la liaison entre deux éléments d'une même pièce, mais coulée en deux fois. Par exemple, un mur très long ne peut pas se couler en une seule fois. Des aciers lisses sont coulés dans la première partie, puis ressortis partiellement pour être noyés également dans la deuxième partie à couler. Ainsi, on évite les fissures qui apparaissent à la liaison des deux pièces en béton.

En structure, les barres d'acier mises en oeuvre le plus souvent sont torsadées. Elles sont dites à haute adhérence, car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton, et les contraintes peuvent se transmettre entre les deux composants. Les armatures du béton permettent une grande économie de béton mais nécessitent des précautions particulières de mise en oeuvre. Il est ainsi indispensable que l'acier soit correctement enrobé de béton et ne soit pas au contact avec le milieu extérieur. Si l'acier vient à rouiller, au contact de l'air humide ou de l'eau, sa section utile (la section d'acier non rouillé) diminue et la résistance de la structure est réduite. Au contraire, la rouille, en gonflant, peut faire éclater le béton et conduire à la ruine de la pièce.

7- Produits préfabriqués en béton :

Le besoin de gagner du temps sur les chantiers a conduit à utiliser des éléments normalisés, et donc à produire en usine des pièces de dimensions et de qualités égales. Il existe aujourd'hui de très nombreux produits préfabriqués en béton. Les plus connus sont les parpaings, qui ont remplacé la brique pour monter des murs. De 20 cm de haut et longs de 40 ou 50 cm, ils permettent des maçonneries de 5 à 20 cm d'épaisseur, réalisées facilement et rapidement. Des éléments similaires, les hourdis, ou entrevous, permettent de créer rapidement des planchers.

Ces éléments sont simplement posés entre deux poutrelles. Une petite épaisseur de béton armé au-dessus de ce complexe suffit à constituer un plancher d'étage. Parpaings et hourdis sont creux pour en réduire le poids, mais aussi pour constituer une lame d'air et fournir un espace isolant au sein des blocs.

Les tuyaux sont préfabriqués en béton centrifugé. Un béton sec est introduit dans un moule tournant sur lui-même à grande vitesse, puis les tuyaux sont séchés et arrosés pendant plusieurs semaines avant d'être mis en oeuvre. Les poteaux et surtout les poutres sont souvent préfabriqués. Cela évite des coffrages en hauteur, et des échafaudages et étaielements

pour soutenir la poutre le temps qu'elle puisse s'auto porter. Les escaliers préfabriqués permettent une distribution presque immédiate des différents étages de la construction

Cette industrialisation et cette normalisation autorisent de grandes cadences de construction. Le béton sert uniquement de joint entre des pièces déjà prêtes, et pour les éléments de taille ou de nature telle qu'ils ne peuvent pas être préfabriqués. Les fondations, par exemple, ne se pré fabriquent pas, car leur dimension est différente pour chaque construction, en fonction de la nature du sol et des charges que le bâtiment devra supporter.....

8- Principe de la construction en béton armé : Fonctionnement en flexion :

8-1 Présentation de l'essai :

Considérons une poutre en flexion 4 points :

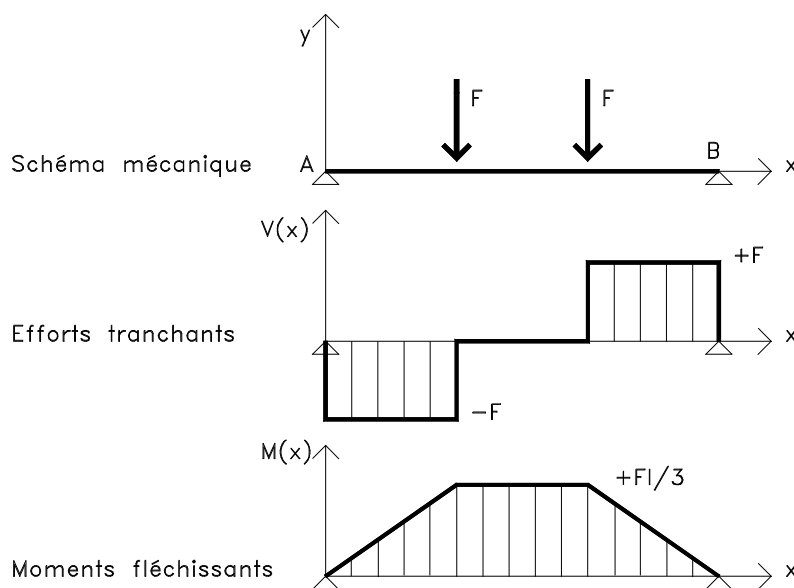


Figure2 : flexion d'une poutre

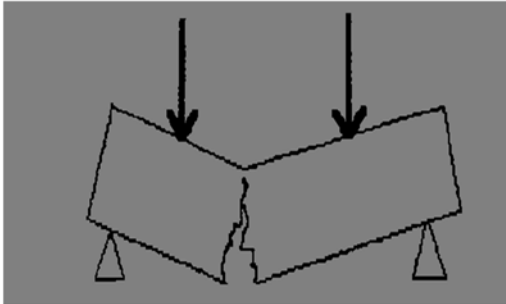
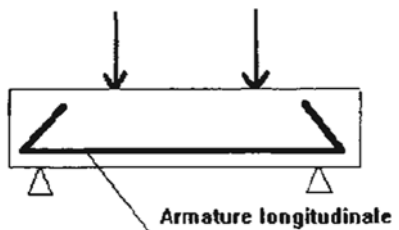
8-2 Première poutre : Béton non armé :

Figure 3 : traction d'une poutre

La rupture intervient brutalement sous une charge faible suite à une insuffisance en traction.

La résistance en compression du béton, de l'ordre de 25 à 35 MPa est 10 fois plus importante que sa résistance en traction.

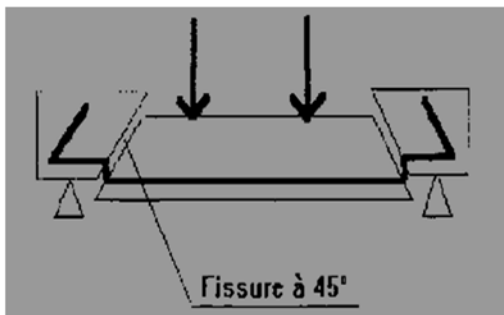
8-3 Deuxième poutre : Poutre armée longitudinalement :

Nous disposons des armatures en fibre inférieure, là où se développent les contraintes de traction et donc là où le béton montre des insuffisances.

L'acier est par contre un matériau possédant d'excellentes capacités de résistance tant en traction qu'en compression mais à utiliser à bon escient et avec parcimonie car il s'agit d'un matériau cher.

Sous charges, des fissures apparaissent en partie centrale.

A ce moment, le béton a donc cessé de résister en traction et c'est l'acier qui a pris le relais. Les armatures empêcheront ces micro fissures de s'ouvrir davantage et prendront seuls en compte les efforts de traction.



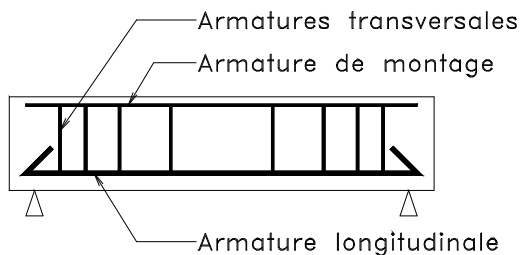
En augmentant les charges appliquées, des fissures à 45° se créent au niveau des deux zones d'appuis provenant d'une insuffisance de résistance du béton à l'effort tranchant.

La rupture intervient ensuite sur ces fissures.

Figure4 : armature longitudinale dans une poutre

Remarque : Si, par exemple les armatures sont enduites de graisse, elles glisseront dans le béton et ne s'opposeront plus à l'ouverture des fissures. Le fonctionnement d'une telle association sera donc conditionné par une parfaite **adhérence** entre l'acier et le béton.

8-4 Troisième poutre : poutre armée longitudinalement et transversalement :



Ajoutons maintenant des armatures transversales particulièrement au niveau des appuis.

La rupture intervient beaucoup plus tard que dans les deux cas précédents. Les armatures en présence tant longitudinales que transversales limiteront l'ouverture des fissures dans le béton.

Figure 5: armature longitudinale et transversale Dans une poutre

8-5 Synthèse :

Nous pouvons dégager à partir des éléments précédents le schéma de principe de ferrailage d'une poutre en béton armé en flexion :

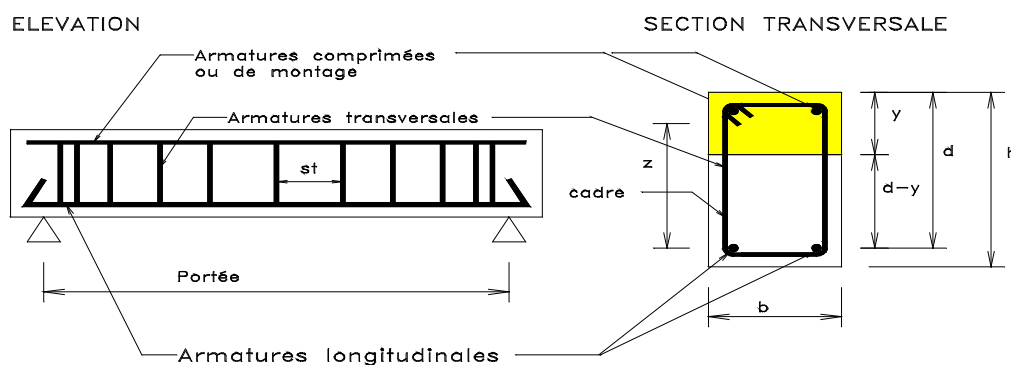


Figure 6 : principe de ferrailage Dans un poutre en Béton armé

Soit une poutre de portée l et de section transversale $b \times h$:

- d : sera la hauteur utile ;
- y : la hauteur de béton comprimé ;

- z : le bras de levier acier-béton (entre aciers inférieurs et milieu section comprimée) ;
- st : l'espacement des cadres.

9- Réglementation actuelle :

Les dernières règles adoptées sont les règles BAEL90 et 91, obtenues en améliorant les règles BAEL83. Aucune mise en cause profonde de cette réglementation n'a été faite, en attendant les EUROCODES.

L'article **A1** du BAEL précise les domaines d'application ainsi que le principe des justifications. Cet article écarte du domaine d'application les constructions en béton non armé ou en béton léger, les structures mixtes acier béton et les éléments soumis à des températures s'écartant des influences climatiques normales. De plus, un dosage en ciment de 300kg/m^3 minimum est requis.

10- Incertitudes et notion de sécurité :

Les règles antérieures à notre BAEL, faisaient intervenir un coefficient de sécurité global pour tenir compte des diverses incertitudes (voir §II). La contrainte en service appliquée sur les matériaux σ_{ser} ne devait pas dépasser la contrainte admissible σ_{adm} , obtenue à partir soit de la contrainte de rupture pour le béton σ_r , soit de la limite élastique pour l'acier σ_e , divisée par un coefficient de sécurité global s .

$$\sigma_{\text{ser}} \leq \sigma_{\text{adm}} = \sigma_r / s \quad \text{ou} \quad \sigma_e / s$$

Il s'est avéré que ce coefficient s ne permettait pas de prendre en compte toutes les incertitudes.

Les justifications menées à partir des règles BAEL91, feront donc intervenir :

- l'application de coefficients de sécurité partiels :
 - sur les valeurs des charges appliquées
 - sur les résistances caractéristiques des matériaux
 - des combinaisons d'actions pour obtenir les sollicitations les plus défavorables.
 -

11- Les états limites :

Nous avons vu en technologie, que nous pouvons analyser une construction en termes de fonctions : résister, porter, transmettre... Cela implique des conditions : stabilité, durabilité, déformations admissibles.

Un état limite est un état qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments. L'article **A.1.2** du BAEL91 précise :

« Qu'un ÉTAT LIMITE est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. »

Nous distinguons 2 états limites :

11-1 Les états limites ultimes (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la **ruine** de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- de résistance pour les matériaux constitutifs : le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression affectée d'un coefficient de sécurité γ_b et l'acier est défini par sa limite d'élasticité affectée d'un coefficient de sécurité γ_s .

A partir de ces éléments, nous pouvons calculer la sollicitation résistante d'une section S_u et vérifier qu'elle est supérieure à la sollicitation S produite par les charges appliquées en considérant diverses combinaisons d'actions que nous définirons plus tard.

- de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées: Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

11-2 Les états limites de service (ELS) :

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de la compression du béton.
- la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

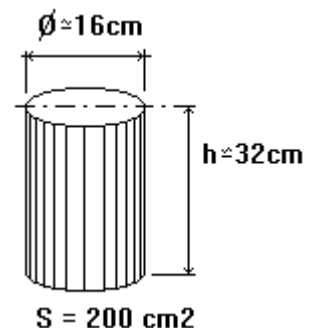
12- Résistance mécanique du béton à la compression :

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 celle – ci notée f_{c28}

On peut admettre en premier approximation que pour $j \leq [4]$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$



La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de 16cm de diamètre, soit de 200cm² de section, et d'une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Cet essai est établi dans la norme NF-P 18-406. Il est courant de considérer pour f_{c28} des valeurs comprises entre 20 et 30 MPa.

13- Résistance du béton a la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est déduite de celle à la compression par la relation suivant :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} . \text{ L'unité est le Méga Pascal}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de f_{cj} au plus égales à 60 MPa

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Dans cette relation, f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa et elle n'est valable que si $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$.
Cela donne:

f_{c28}	16MPa	20MPa	22MPa	25MPa	30MPa
f_{t28}	1,56MPa	1,80MPa	1,92MPa	2,10MPa	2,40MPa

Tableau 1 :résistance du béton a la traction et a la compression a 28 jours

Les résistances caractéristiques en traction f_{tj} peuvent aussi être déterminées par essais :

- par l'essai de traction par flexion (NF-P 18-407)
- par l'essai de fendage ou essai brésilien (NF-P 18-408)

14- Diagrammes contraintes – déformations : Article A.4.3,4 du BAEL

14-1 Aux états limites ultimes

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton aux ELU réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE- RECTANGLE". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égal à :

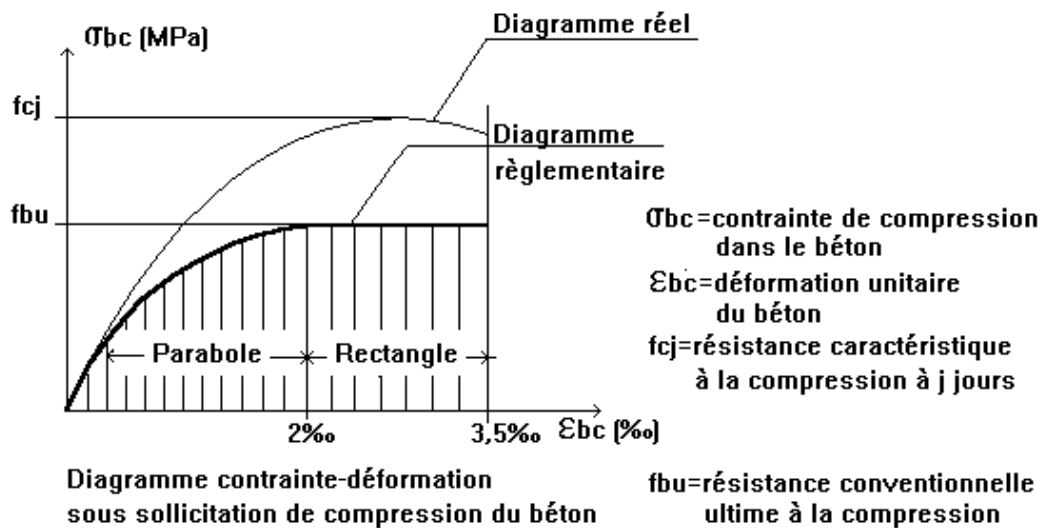


Figure 7 :diagramme contrainte –déformation du Béton a ‘ELU

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

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général pour les combinaisons fondamentales et

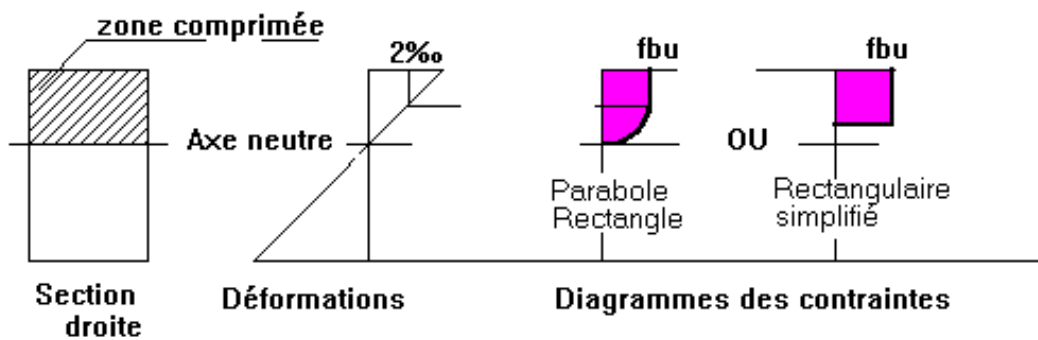
= 1,15 pour les combinaisons accidentelles

$\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est $>$ à 24 heures,

= 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,

= 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (A.4.3.42 du BAEL).



14-2 Aux états limites de service :

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à $0,6 f_{cj}$. Jusqu'à cette valeur, le diagramme des contraintes peut-être assimilé à une droite.

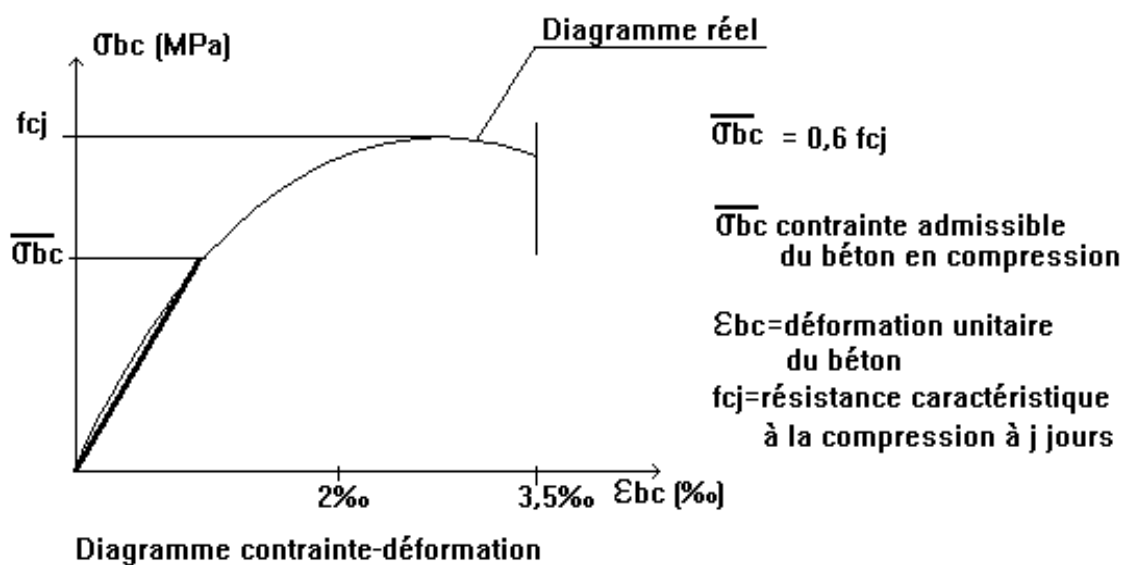
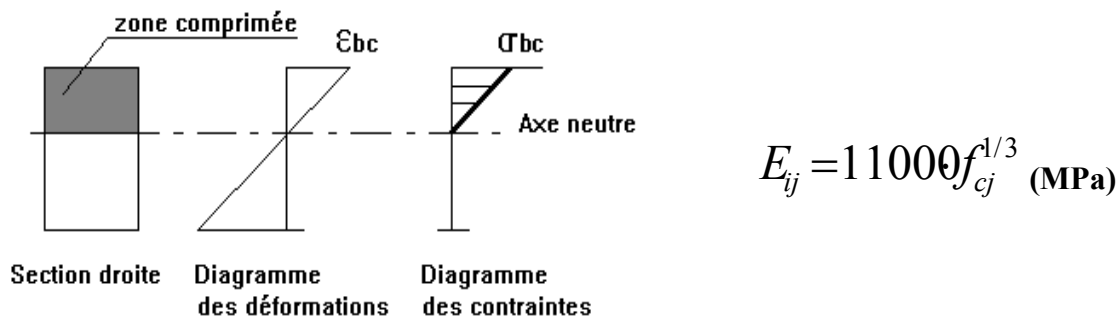


Figure 8: diagramme contrainte –déformation du béton à l'ELS

▪ Déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale, E_{ij} , égal au coefficient directeur de la droite passant à l'origine, du diagramme contraintes – déformations à l'ELS.

L'article A.2.1,21 du BAEL donne la valeur de E_{ij} à l'age de j jours :



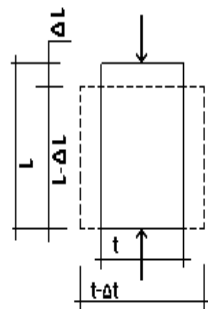
Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton nous rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple. L'article A.2.1,22 du BAEL donne la valeur du module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

▪ Déformation transversale: coefficient de Poisson (article A.2.1,3 du BAEL) :

Sauf cas particuliers, le coefficient de Poisson est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations.

$$\nu = \frac{\Delta_t}{\Delta_l}$$



Δl raccourcis

Δt gonflement

$$\nu = \Delta t / \Delta l \quad \text{coefficient de POISSON}$$

Béton non fissuré $\nu = 0,20$

Béton fissuré $\nu = 0,00$

Figure 9 : coefficient du poisson

II- L'acier :

1- Définition de l'acier :

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone).

2- Caractères mécaniques :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2,1 du BAEL). Cette valeur varie en fonction du type d'acier. Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à $E_s = 200\ 000$ MPa.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante, tant pour la compression que pour la traction.

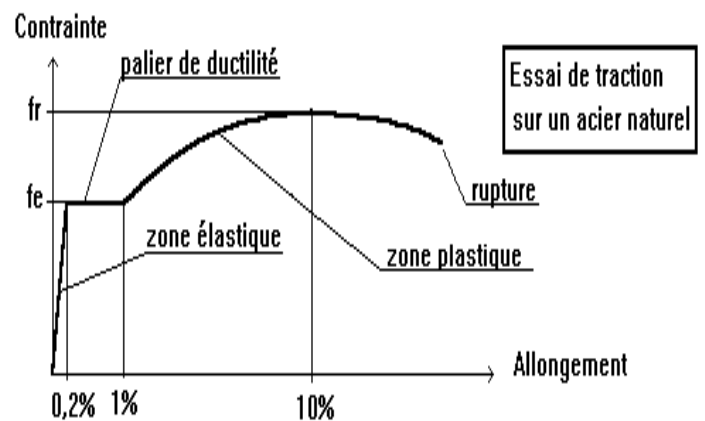


Figure10 :diagramme contrainte déformation pour L'acier

3- Classification des aciers pour le béton armé :

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. On considèrera pour l'acier, un poids volumique de $78,5$ kN/m³.

Ils sont définis par leur diamètre nominal qui est le diamètre d'un cylindre de révolution ayant même masse que la barre par mètre linéaire. Sa section nominale est l'aire du cercle de diamètre le diamètre nominal. On remarquera que, si pour les ronds lisses, le diamètre nominal et le diamètre réel sont égaux, il n'en est pas de même pour les armatures à haute adhérence.

Les diamètres nominaux sont des diamètres normalisés.

Les ronds lisses : Symbole Φ ou RL

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérités. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

Les armatures à haute adhérence : Symbole HA

Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, soit dont les caractéristiques mécaniques sont dues à une composition chimique appropriée. On n'utilise plus, en béton armé, des aciers obtenus par laminage suivi d'un écrouissage.

Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

Les treillis soudés : Symbole TS :

Si les autres types d'acier se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux et de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40m. La longueur des rouleaux est de 50m et celle des panneaux est de 4,80m ou 6m.

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA (voir norme NF A 35-022).

Acier	Nuance	Fe	Contrainte de rupture	Allongement relatif de rupture
Acier lisse	Fe E 235	235	410-490	25 %
Acier haute adhérence	Fe E 400	400	480	14 %

Tableau 2 : Nuance des aciers

4- Règles des trois pivots :**4-1 E.L.U.R :**

- conservation des sections planes avant et après déformation.
- la résistance de béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre l'acier et le béton .
- raccourcissement ultime de béton .

$\epsilon_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ en flexion (3,5‰).

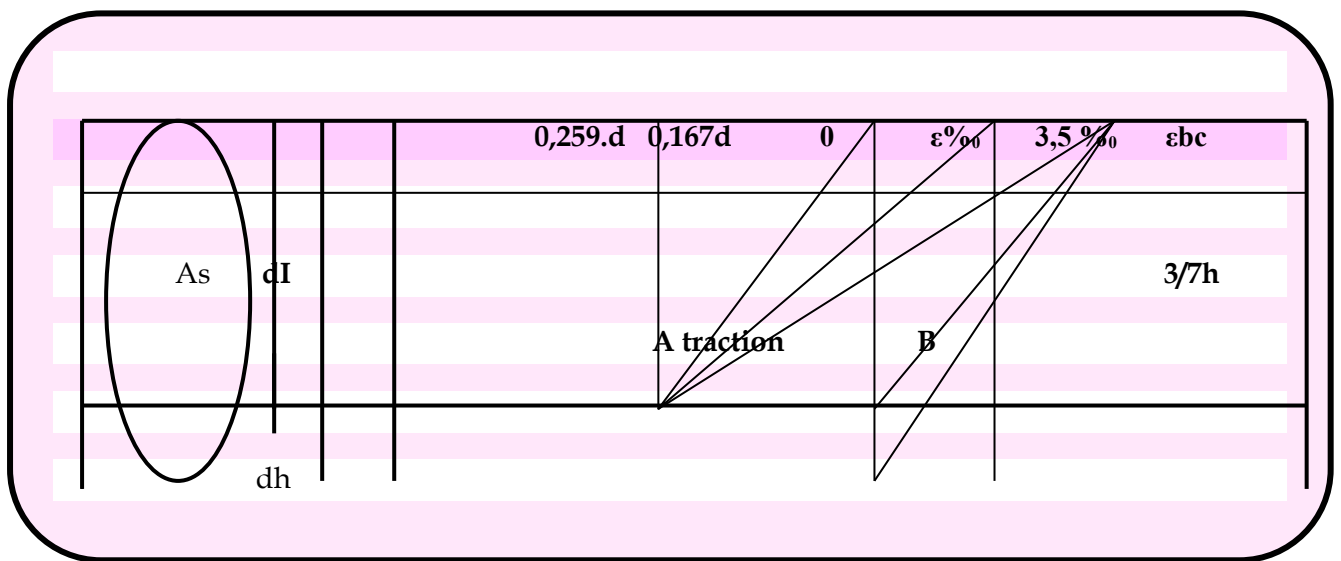
$\epsilon_{bu} = 2,0 \cdot 10^{-3}$ en compression (2‰).

- allongement ultime de l'acier est limite à : $10 \cdot 10^{-3}$; (10‰).
- les diagrammes de déformation passent par des pivots A ; B ; et C.

4-2 E.L.S :

- Conservation des sections planes.
- Le béton à une résistance à la traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif béton acier.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelle a leur déformation élastique (Loi de Hook).
 $(y_b = F_b \cdot \epsilon_b \text{ et } F_s = E_s \cdot \epsilon_s)$; $M = E_s / E_b$
 Coefficient d'équivalence a pour valeur ($n = 15$)

Règles des trois pivots :



Pivot A :

Traction simple :

Toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et ne pratique pas des problèmes à l'équilibre, la section sera allongée de 10‰ , la limite correspond sur le diagramme est la verticale passant par A.

Traction excentrée :

A l'état limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰ la moins tendue $s < 10‰$ plus l'excentricité augmente plus la tension minimale tend vers zéro les droites de formation pivotent de A jusqu'à la position A_0 .

Flexion (simple ; composée) :

On peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bE} = 3,5‰$ l'état

limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10‰$; $\epsilon_{bc} \leq 3,5‰$ la position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $\delta = \alpha AB d$ de la fibre la plus comprimée avec

$$\alpha AB = 3,5 (10 + 3,5) = 0,259.$$

Pivot B :

Toute la section du béton est comprimée.

En compression simple , la déformation de béton ne peut dépasser $\epsilon_{bc} = 2‰$ à partir de BC, tout la section est comprimée et la droite des déformations tourne autour de point C.

5- Diagrammes contraintes - déformations en ELU :

Le diagramme contraintes déformations à considérer en application de l'article A.2.2,2 est défini ci-dessous. Nous n'en retiendrons que la zone des tractions, la zone des compressions étant symétrique par rapport à l'origine.

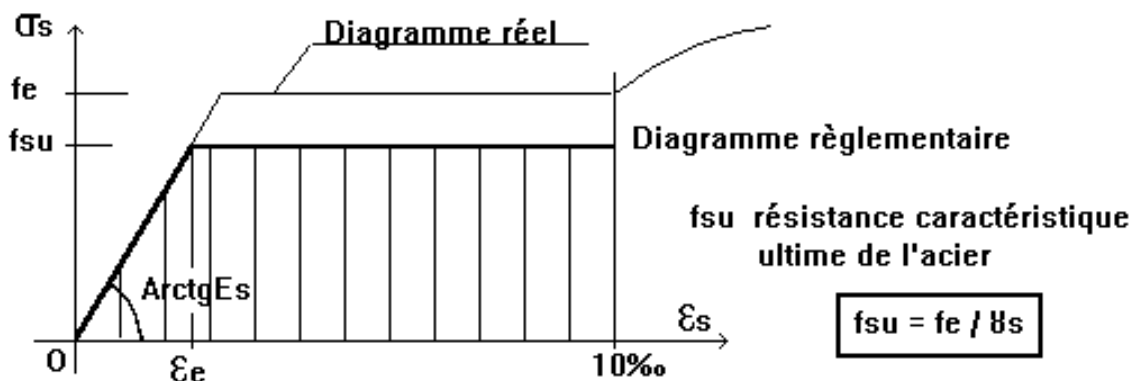


figure 11 : diagramme contrainte déformation

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,15$ ou 1 pour les combinaisons accidentelles (article A.4.3,2).

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Soit pour un Fe E 500, $\varepsilon_e = \frac{500}{1,15 \cdot 200000} = 2,17 \cdot 10^{-3}$

6- Contraintes admissibles en ELS :

En état limite de service, les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures (article **A.4.5,3**). L'appréciation du degré de nocivité de l'ouverture des fissures dépend de l'environnement (agressif ou non), de la nature de la structure, de l'utilisation de l'ouvrage, de la limite élastique des aciers utilisés et de l'expérience sur des ouvrages analogues. Il appartient au maître d'œuvre de juger de ce degré de nocivité.

6-1 Cas où la fissuration est considérée comme peu préjudiciable :

C'est le cas d'ouvrages situés en milieu peu agressif. Le BAEL83 précisait qu'il s'agissait d'éléments situés dans des locaux clos et couverts, non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune vérification particulière n'est demandée sur les aciers si ce n'est qu'il conviendra dans la mesure du possible :

- de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses,
- d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries,
- de prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

6-2 Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right] \text{ Mpa}$$

$$\Phi_{\text{ext}} \geq 6\text{mm}$$

f_e = limite d'élasticité des aciers utilisés (Mpa)

f_{tj} = résistance caractéristique en traction du béton (MPa)

η = coefficient de fissuration = 1 pour les RL et les TSL

= 1,6 pour les HA et les TSHA de $\Phi \geq 6\text{mm}$

= 1,3 pour les TSHA de $\Phi < 6\text{mm}$

Φ_{ext} = diamètre des armatures les plus proches des parois

6-3 Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_s \leq 0.8 \square$$

$$\Phi_{\text{ext}} \geq 8\text{mm}$$

soit $\sigma_s = \square$

Les notations sont les mêmes que précédemment.

Lorsque on utilise des barres de diamètre supérieur à 20mm, leur espacement horizontal doit être inférieur ou égal à 3Φ soit :

$$\text{Si } \Phi > 20\text{mm alors } d \leq 3\Phi$$

7- Coefficient de poisson :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \text{ (Module de cisaillement)}$$

Ou ν est le coefficient de poisson $\nu = \frac{\Delta t \%}{\Delta l \%}$

Δt : Déformation relative transversale

Δl : Déformation relative longitudinale

$\nu = 0.2$ pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré)

$\nu = 0$ dans le cas des états limites (béton fissuré)

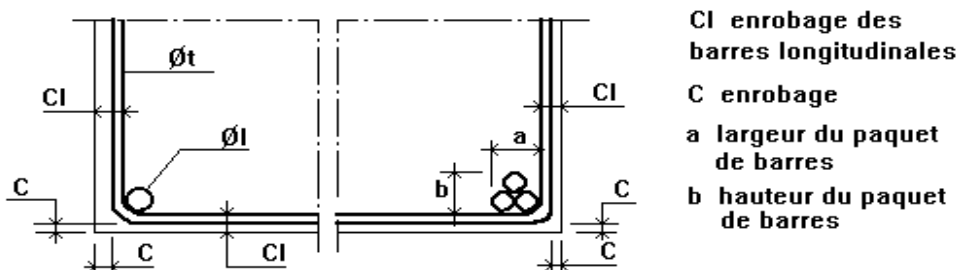
8- Dispositions constructives : Enrobage des barres (article A.7.1 du BAEL91) :

Figure 12 :Enrobage des armature

Nous considérerons que Φl est le diamètre des armatures longitudinales et Φt le diamètre des armatures transversales.

Pour assurer une bonne protection des armatures contre la corrosion, il faut que l'enrobage C soit au minimum de :

- 5cm : pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns, aux brouillards salins, ainsi qu'à des atmosphères très agressives = cas des fissurations très préjudiciable. Cet enrobage peut être ramené à 3cm si les armatures ou le béton sont protégés.
- 3cm : pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, à des condensations, ou encore, eu égard à la

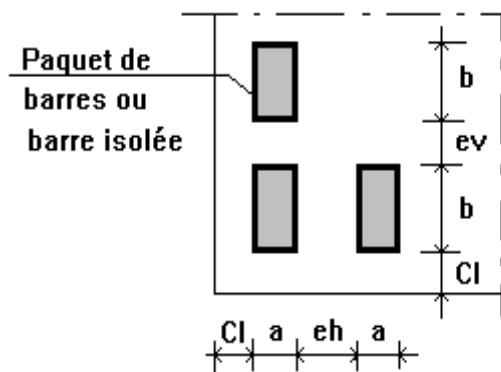
destination des ouvrages, au contact d'un liquide = cas des fissurations préjudiciable. Cette valeur peut être ramenée à 2cm si $f_{c28} > 40$ MPa.

- 1cm : pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et non exposées aux condensations = cas des fissurations peu préjudiciable.

Bétonnage correct (article A.7.2 du BAEL91) :

L'enrobage des barres Cl doit être :

- au moins égal à leur diamètre si elles sont isolées,
- égal à la largeur a du paquet si elles sont groupées.



De plus, elles doivent vérifier les espacements suivants:

$$Cl = \max(\text{enrobage}, a)$$

$$e_h \geq \max(a, 1,5Cg)$$

$$e_v \geq \max(a, Cg)$$

Cg = dimension du plus gros granulat utilisé (en général $Cg = 25$ mm).

Diamètre maximum :

Pour les plaques, les dalles, les coques et les hourdis, les mailles ne doivent pas être trop grandes (vérification du béton au poinçonnement) et le diamètre maxi des armatures doit vérifier (article A.7.2,1 du BAEL91) :

$$\Phi_{\max i} \leq \frac{e}{10}$$

e = épaisseur de l'élément

Pour les poutres, les armatures transversales Φ_t doivent vérifier (article A.7.2,2 du BAEL91) :

$$\phi_t = \inf\left(\phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l = diamètre des armatures longitudinales

h = hauteur de la poutre

b_0 = largeur de la poutre

Nous devons aussi vérifier (article **A.7.2,6** du BAEL91) que le rayon moyen r_g des mailles d'armatures satisfasse à :

- Cas de granulats roulés : $r_g \geq \frac{C_g}{1,4}$
- Cas de granulats concassés : $r_g \geq \frac{C_g}{1,2}$

r_g = quotient de l'aire par le périmètre du vide intérieur d'une maille d'une grille.

Il faut aussi s'assurer, lorsque le béton doit être vibré avec un pervibrateur que l'écartement entre les armatures permet le passage de l'aiguille (article **A.7.2,8** du BAEL91).

Poussée au vide (article A.7.4 du BAEL91) :

Toute armature courbe et tendue, exerce sur le béton une poussée dans le plan de courbure et du côté de la concavité. Si l'armature est comprimée, la poussée est exercée du côté de la convexité

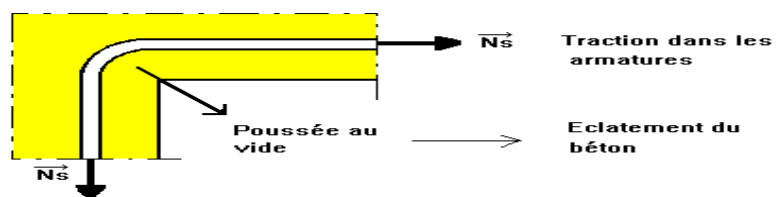
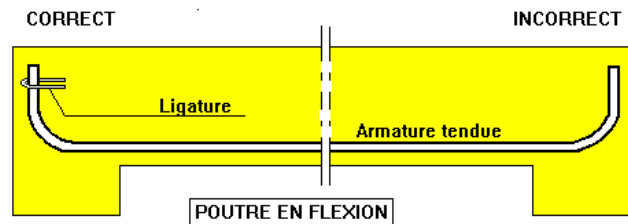


Figure 13 :poussé au vide

Si la poussée est orientée vers une face externe, il y a risque d'éclatement du parement. Il faut donc, pour éviter les poussées au vide, choisir un tracé judicieux des armatures. Par exemple, les poussées doivent être, dans les courbures, orientées vers la masse du béton.

Lorsque, par contre, des raisons constructives nous poussent à prévoir des poussées orientées vers le parement, il faut alors obligatoirement prévoir des ligatures ancrées dans la masse de l'élément (article A.7.4,2 du BAEL91).

Exemple: Problème particulier des ancrages avec retour d'équerre



Il convient soit de disposer une ligature ancrée dans la masse du béton, soit mieux, d'incliner le retour de l'ancrage vers la masse du béton pour obtenir alors un crochet (article A.7.4,3 du BAEL91).

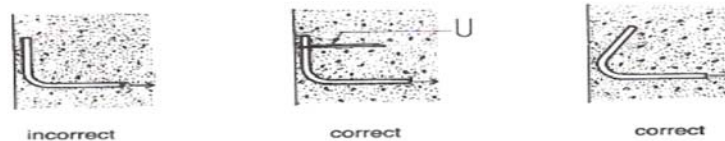


Figure 14 : les différents type des crochets corrects

Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : « 400..Efe » H.AMPafe=400
 - transversales : on a choisi le : « 235..Efe » R.L
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : « 500..Efe » H.AM

I- Pré dimensionnement des élément de la structure:

Introduction

Avant d'entamer l'étude d'une structure ,un **pré dimensionnement** rapide et efficace doit être fait , ce pré dimensionnement a pour but : la détermination du l'ordre de grandeur du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage.

donc Le pré dimensionnement est considérée comme un avant projet , qui doit être bien vérifié pour la stabilité et qui consiste à faire le dimensionnement des différents éléments de structure afin de résister aux sollicitations horizontales dues aux séismes et aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges (exploitation). Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99 version 2003 et du B.A.E.L.

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

1- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles sont dites *élancées* car leur portée (longueur) L est grande par rapport à leur hauteur h et à leur largeur b . Dans les bâtiments, elles servent souvent d'intermédiaire entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (surtout les poteaux).

Les poutres sont Pré dimensionnées d'après le règlement B.A.E.L 91 et les prescriptions proposées par le R.P.A 99version 2003.

Le pré dimensionnement des poutres est en fonction de leurs portées qui est donnée comme suit :

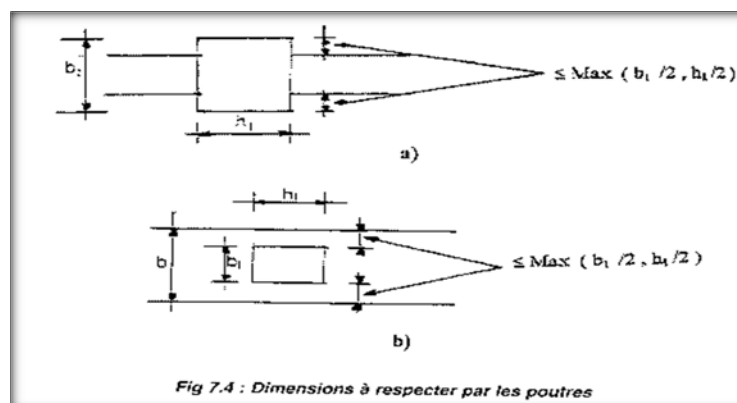


Figure 1 : dimension à respecter par les poutres d'après RPA 2003 article 7.5

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

1-1 Les poutres principales :

$L_{max} = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$

- $L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$
- $L_{max} = 4.10 \text{ cm}$

L_{max} : Longueur maximal de la poutre
 h : Hauteur de la poutre
 b : Largeur de la poutre

$360 / 15 \leq h \leq 360 / 10$

$24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$ On prend $h = 45 \text{ cm}$

- $0.3h \leq b \leq 0.5 h$

$13,5\text{cm} \leq b \leq 22,5\text{cm}$On prend $b = 30 \text{ cm}$

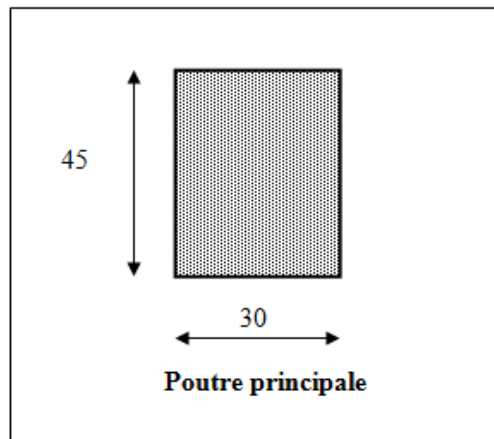


Figure 2 :dimension d'une poutre principale

• les exigences du R.P.A 99 version 2003 :

- $h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 40\text{cm}$ OK
- $b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 30 \text{ Cm}$OK
- $h/b \leq 4 \Leftrightarrow 40/30 \leq 4 \Leftrightarrow 1.33 < 4$ OK

La section des poutres principales est : $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

1-2 Les poutres secondaires :

$L_{max} = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$

- $L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$
- $L_{max} = 360 \text{ cm}$

L_{max} : Longueur maximal de la poutre
 h : Hauteur de la poutre
 b : Largeur de la poutre

$$360 / 15 \leq h \leq 360 / 10$$

$$24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm} \dots \dots \dots \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

➤ $0.3 h \leq b \leq 0.5 h$

$$12.0\text{cm} \leq b \leq 20.0\text{cm} \dots \dots \dots \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

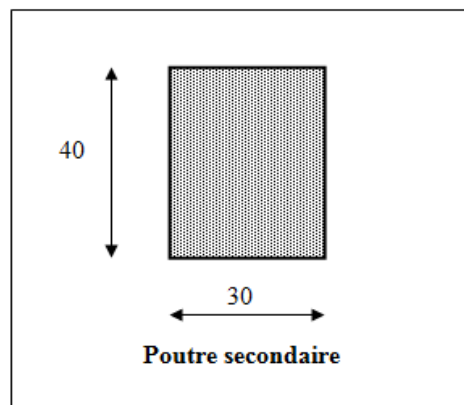


Figure 3 :dimension d'une poutre secondaire

• les exigences du R.P.A 99 version 2003 :

➤ $h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{OK}$

➤ $b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{OK}$

➤ $h/b \leq 4 \Leftrightarrow 40/30 \leq 4 \Leftrightarrow 1.33 < 4 \dots \dots \dots \text{OK}$

La section des poutres secondaires est : **$b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$**

2- Pré dimensionnement des poteaux :

Les Poteaux ce sont des éléments porteurs en béton armé chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations ,dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaires.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

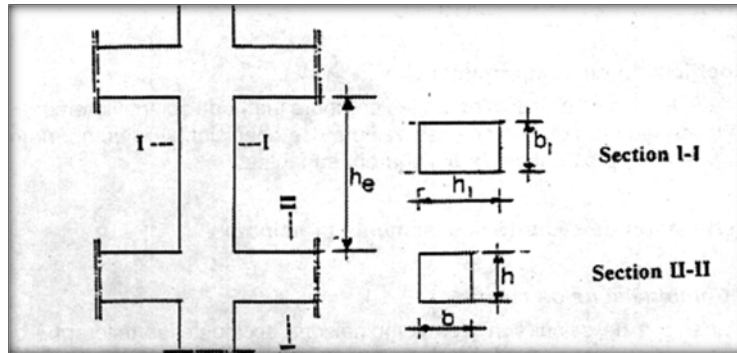


Figure 4 : Coffrage des poteaux selon RPA 2003 article 7.4.1

2-1 Pré dimensionnement des poteaux carrés :

- D'après BAEL 91, on vérifie la condition de flambement :

$$L_f / b \leq 14,4$$

L_0 = (hauteur de l'étage - hauteur de la poutre) RDC

L_f : hauteur de flambement : $L_f = 0.7 L_0$

λ : élancement

L_0 : hauteur de poteau entre niveau (d'étage)

b_1 : la plus petite dimension de la poutre.

$L_0 = 396 - 45 = 351$ cm donc $L_f = 0,7 \times 351 = 245,7$ cm

Donc : $b \geq 245,7 \div 14,4 = 17,06$ cm.

Donc : $b = 40 > 17,06$ cm Conditions vérifiées.

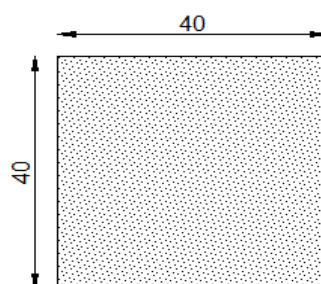


Figure 5 : dimension d'un poteau carré

- D'après les RPA99 (ver 2003) :

On a: $b = 40$ cm, $h = 40$ cm

$$b/4 \leq h \leq 4.b$$

$$40/4 \leq h \leq 4 \times 40$$

$$10 \leq h \leq 160$$

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zones I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$
- $\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm}$ **vérifié**
- $\text{Min}(40, 40) \geq 396 / 20$ **vérifié**
- $\text{Min}(40, 40) \geq 19,8$ **vérifié**
- $0,25 < b / h < 4$ **vérifié**

2-2 Pré dimensionnement des poteaux circulaires :

$$L_f / b \leq 12,5$$

L_0 = (hauteur de l'étage - hauteur de la poutre) RDC

L_f : hauteur de flambement : $L_f = 0,7 L_0$

λ : élancement

L_0 : hauteur de poteau entre niveau (d'étage)

d : diamètre du poteau

$$L_0 = 396 - 45 = 351 \text{ cm} \text{ donc } L_f = 0,7 \times 351 = 245,7 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } d \geq 245,7 \div 12,5 = 19,65 \text{ cm.}$$

Donc : $d = 40 > 19,65 \text{ cm}$ Conditions vérifiées.

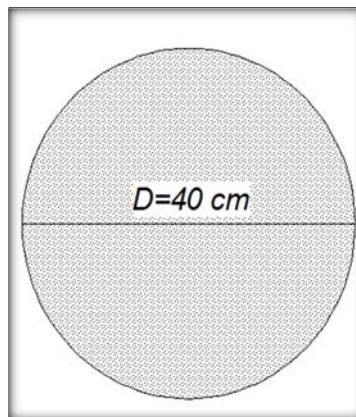


Figure6 : dimension d'un Poteau circulaire

- D'après les RPA99 (ver 2003) :

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

* $D \geq 30\text{cm}$ en zone II

* $D \geq 40\text{ cm}$ Vérifié

3- Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des structures horizontales qui divisent les différents étages du bâtiment, avec une face inférieure appelée plafond, qu'elle fasse partie du plancher ou qu'elle soit structurellement séparée, et avec une partie supérieure qui sert de soutien au revêtement de l'étage supérieur.

La résistance du plancher doit être assurée pendant toute la durée de son utilisation. Pour qu'il n'y ait pas de dégradation ou des déformations excessives, les planchers offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Pour notre bâtiment, on a deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher dalle pleine pour les balcons et RDC.

3-1 Pré dimensionnement des plancher à corps creux. :

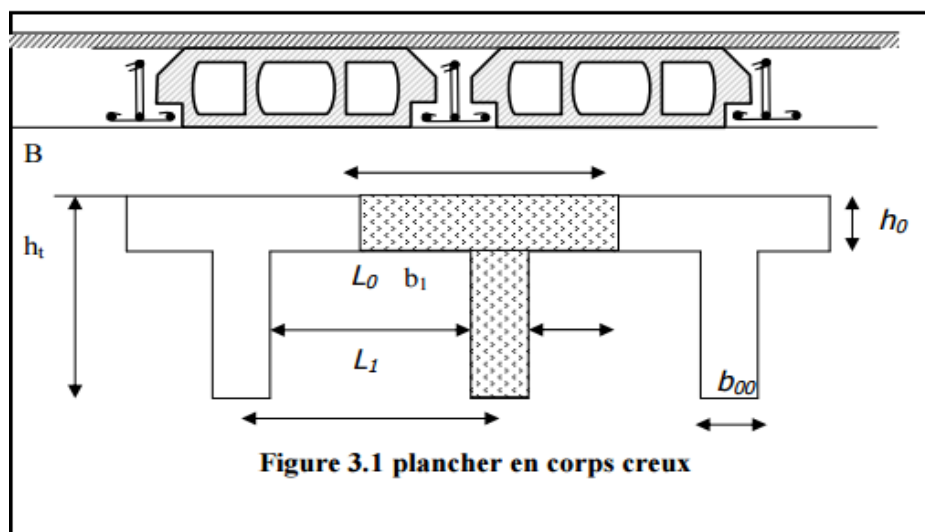


Figure 7 :dimension d'un plancher a corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

* **les corps creux** , * **les poutrelles** en béton armé ou précontraint ,elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

* **une dalle de compression armée** qui reprend les efforts de compression.

La hauteur des éléments en béton varie de 9 à 30 cm suivant la portée du plancher.

La largeur varie de 16 à 21 cm. La longueur est constante correspond à un espacement des poutrelles de 65 cm.

L'épaisseur du plancher :

est donnée par la formule suivante : $L/22,5 < ht < L/15$ avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

ht : hauteur totale du plancher.

b₀ : la largeur de la poutrelle

b : la longueur de la poutrelle

On a :

$L_{max} = 360 \text{ cm}$

$16 < h_t < 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On prend } h=20\text{cm}$

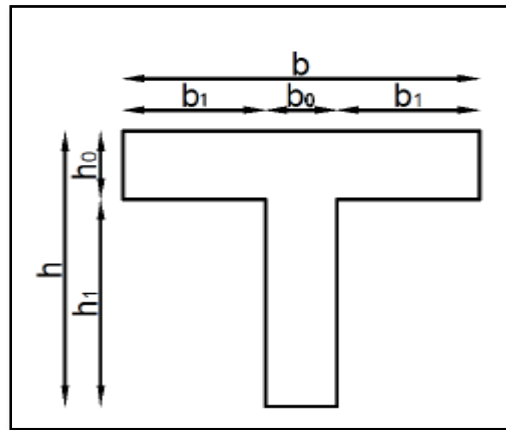


Figure 8 :dimensions de la poutrelle en T

3-1- 2- La largeur des poutrelles :

$0,3 h \leq b_0 \leq 0,4 h \rightarrow 0,3(20) \leq b_0 \leq 0,4(20) \quad 6\text{cm} \leq b_0 \leq 8 \text{ cm}$

$\dots \dots \dots \text{On prend : } b_0=12\text{cm}$

➤ -La hauteur de la dalle de compression $h_0=4\text{cm}$

➤ -la longueur de la table =65 cm

➤ Longueur des débords :

$b_1 = \min \{ (b - b_0) / 2, lx/10 \} = \{ (65-12)/2, 390/10 \} = \min \{ 26.5, 39 \} ; b_1=26,5\text{cm}$

$6h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0, 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$

➤ la moitié de la distance entre les fadces de deux poutrelle voisine :

➤ $b_1=2b_1+b_0=2(26.5)+12=65 \text{ cm.}$

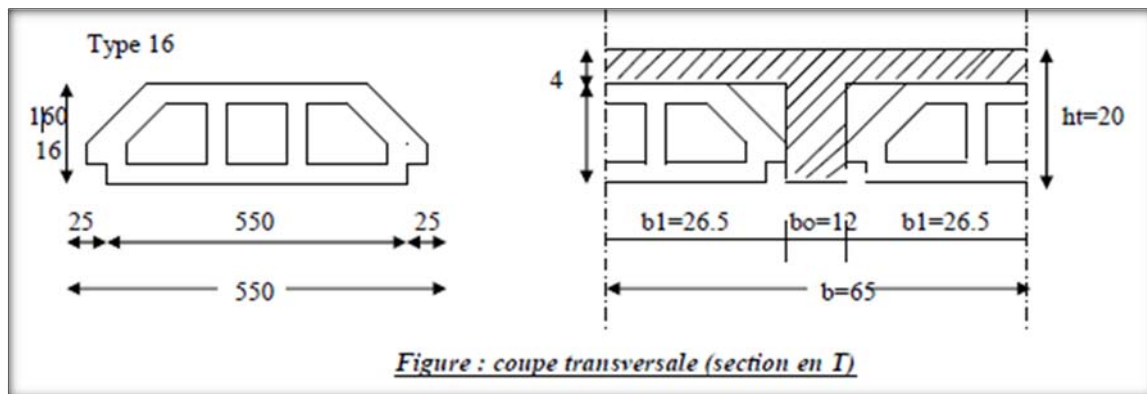


Figure9 : coupe transversale d'une poutrelle en T

Conclusion : On adopte un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur

3-2 prés dimensionnement des planchers en dalle pleine :

Largement utilisée dans le domaine de la construction, une **dalle pleine** est une structure horizontale porteuse en **béton armé** continue sans nervures.

➤ La condition de la Résistance a la flexion :

$\alpha = l_x / l_y = 1 > 0,4$ l_x : Petit coté du panneau de dalle.

l_y : Grand coté du panneau de dalle

Alors : **La dalle repose sur 4 appuis**

➤ Épaisseur minimale requise h_0 :

$L/45 < h_0 < L/40$

$e=h_0$ = l'épaisseur ; $L_{max}=360\text{cm}$: portée maximal des travées

$7,2 < h_0 < 9 \text{ cm}$, On adopte : **$h_0=8\text{cm}$**

3-2 -2 La Résistance au feu :

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e=17,5 \text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

On adopte : **$e=12\text{cm.}$**

3-2 -3 L'Isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Conclusion : on adopte une dalle pleine de $e=15\text{ cm}$

4- Pré dimensionnement de voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Il sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à « Art 7.7.1 du RPA99 version 2003 ».

a) L'épaisseur :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99/version 2003:

- L : longueur du voile.
- a : épaisseur du voile.

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

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

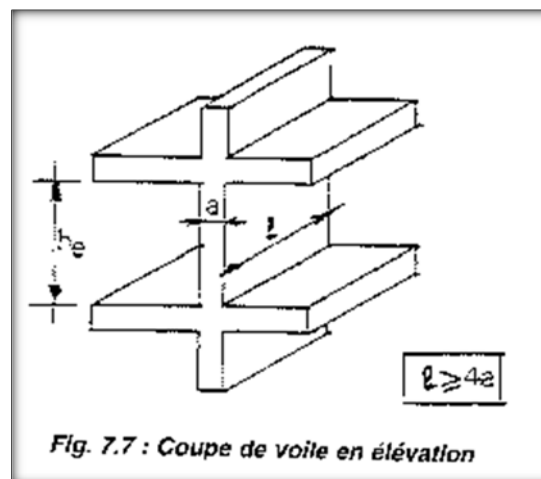


Figure 10 : coupe d'un voile en élévation d'après RPA 2003

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage $H_e = 3.24\text{ m}$ et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

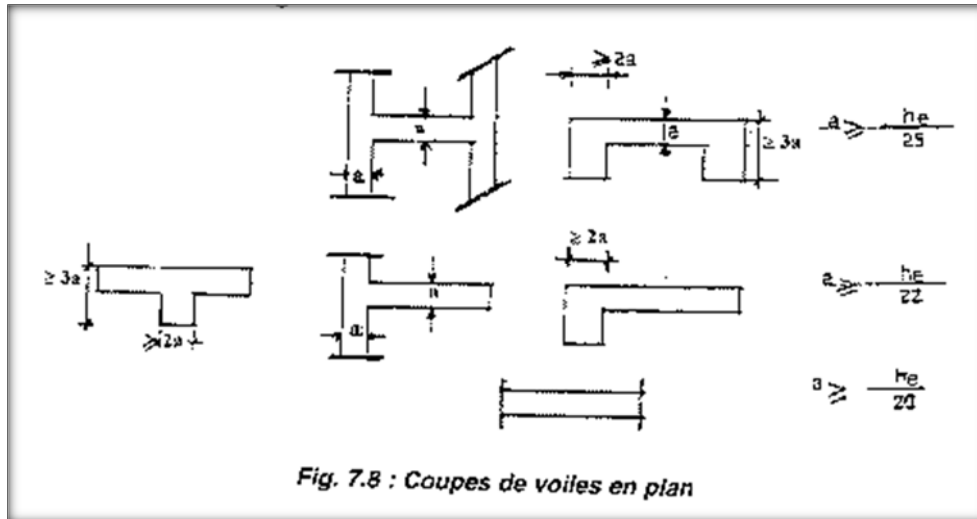


Figure 11: coupe d'un voile en plan d'après RPA 2003

$h_e = 324 \text{ cm}$

➤ Voiles à abouts libres (escalier)

$$\left. \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \Leftrightarrow e \geq 16,2 \\ L = 4.e = 80 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ On prend : } e = 20 \text{ cm}$$

➤ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :

$$\left. \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \Leftrightarrow e \geq 14,72 \\ L = 4.e = 80 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ On prend : } e = 20 \text{ cm}$$

➤ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :

$$\left. \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \Leftrightarrow e \geq 12,96 \\ L = 4.e = 80 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ On prend : } e = 20 \text{ cm}$$

5- Prédimensionnement de l'acrotère:

Terrasse est inaccessible

La hauteur de l'acrotère = **60 cm** est l'épaisseur = **10 cm**

II- Evaluation et décente des charges :

Introduction

➤ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont:

- **Les charges permanentes qui présentent le poids propre.**
- **Les charges d'exploitation ou surcharges.**

➤ Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre et des dimensions de l'ouvrage. Nous prendrons pour le béton une masse volumique de $2,5 \text{ t/m}^3$ (A.3.1,21). La norme NF P 06-001 précise les poids volumiques des divers matériaux et ouvrages.

Les équipements fixes font partie de ces charges telles que les cloisons de distribution ;

Les poids, les poussées et les pressions dus à des terres ou des liquides interviennent en actions considérées permanentes lorsque le niveau de ces derniers varie peu.

pour construire un bâtiment, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges 'exploitation.

➤ Les charges d'exploitation :

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le "poids des utilisateurs" et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux. Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. De nombreux modes d'utilisation revenant fréquemment dans la construction, **la norme NF P 06 001** définit des charges surfaciques à prévoir. Un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs différentes mais au moins égales.

Par exemple, pour des bâtiments à usage d'habitation et pour des pièces servant à l'hébergement, on prévoira une charge de $1,5 \text{ KN/m}^2$.

Les bâtiments d'habitation et d'hébergement de plusieurs niveaux, peuvent donner lieu à une dégression des charges d'exploitation lorsque l'occupation de ces niveaux peut être considérée comme indépendante. Effectivement, il est particulièrement rare que tous les niveaux d'une construction soient chargés à leur valeur maximale au même moment. La

norme prévoit donc des coefficients de pondération à appliquer aux charges de chaque niveau avant de les ajouter.

▪ **Les charges appliquées en cours de construction**

Ces charges proviennent en général des équipements de chantier, de coffrage, de transport et de levage ou des dépôts de matériaux, mais il peut s'agir aussi de problèmes d'étalement.

En effet, les méthodes de construction jouent sur la répartition des efforts et amènent parfois à solliciter les ouvrages prématurément avec des charges importantes alors que le béton n'a pas souvent atteint la valeur de sa résistance de calcul. Il y a donc lieu de s'en préoccuper à l'étude.

▪ **Les charges climatiques : Symbole W pour le vent et S_n pour la neige**

Ces actions sont définies dans le DTU P 06-002 dites Règles NV 65, complétées par les règles N84 (DTU P 06-006).

Le vent est assimilé à des efforts statiquement appliqués à la construction et qui mettent la structure résistante en vibration. Ils dépendent de la région, du site (abrité ou exposé), de l'altitude, et des dimensions.

▪ **Les actions de la température : Symbole T variation uniforme et $\Delta\theta$ gradient thermique**

Lorsqu'une construction est soumise à une variation brutale de sa température, ses dimensions ont tendance à se modifier proportionnellement à son coefficient de dilatation α . Si cette dilatation ne peut pas s'effectuer librement, il se produit des auto-contraintes qui provoquent des efforts internes. Par exemple, une variation journalière de 30°C sur un mur pignon peut amener une contrainte de 3,5 MPa dans le matériau.

▪ **Les actions accidentelles : Symbole général F_A**

Ce sont des phénomènes rares, de brève durée d'application. On peut citer en exemple les séismes, les chocs, les explosions. Leur valeurs sont fixées par des textes réglementaires en particulier les règles parasismiques 69, complétées en 1982 (DTU P 06-003).

1- Evaluation des charges :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitations

1-1 Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible, réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. D'après le « DTR (Document Technique Règlementaire) BC Portant sur les «charges permanentes et charges d'exploitations ».

On évalue les charges :



Figure 12 :couches du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillons de protection	0,05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0,05	5	0.30
Liège (pour l'isolation thermique)	0,04	4	0.16
Par vapeur +couche de bitume	0,02	9	0,18
Béton former de pente	0,08	22	1.76
Plancher a corp creux	16+4	/	2,80
Enduit plâtre	2	10	0.20
		G	6,25 (kN/m²)
		Q	1.00 (kN/m²)

Tableau1 :charges permanentes et d'exploitation d'un plancher terrasse

1-2 Plancher étage courant :

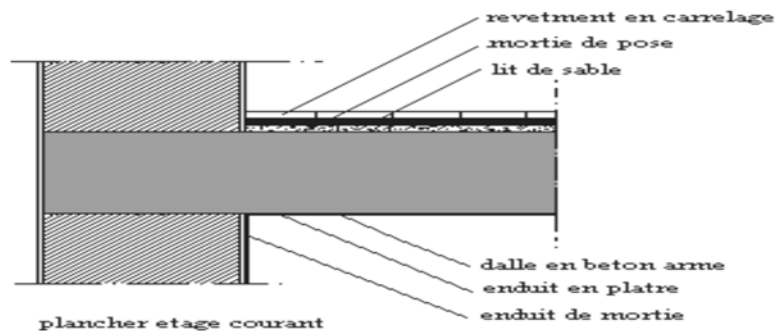


Figure 13 :couches du plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Dalle en corps creux	16+4	/	2,8
Enduit plâtre	0,02	10	0.20
Cloison De séparation	2	22	1
		G	5,16 (kN/m ²)
		Q	1,50 (kN/m ²)

Tableau2 :charges permanentes et d'exploitation d'un plancher étage courant

1-3 Plancher en dalle pleine RDC :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit plâtre	0,02	10	0.20
Cloison De séparation	2	22	1
		G	5,86 (kN/m ²)
		Q	2,50 (kN/m ²)

Tableau3 :charges permanentes et d'exploitation de RDC

1-4 Balcon :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Dalle pleine en BA	0,15	25	3,75
Enduit plâtre	0,02	10	0.20
		G	5,11 (kN/m ²)
		Q	3,50 (kN/m ²)

Tableau4 :charges permanentes et d'exploitation du balcon

1-5 Garde Corp. (balcon) :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Bloc creux	0,1	14	1,4
Enduit de plâtre	0,2	20	4,0
Enduit de ciment	0,2	12	2,4
		G	7,80 (kN/m ²)
		Q	(kN/m ²)

Tableau5 :charges permanentes et d'exploitation du garde corps

1-6 Les murs extérieurs : « Cloison double »

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Brique creux	0,25	13	3,25
Enduit de plâtre(extérieur)	0,02	18	0.36
Enduit de ciment (intérieur)	0,02	1	0.02
Enduit de plâtre(intérieur)	0,01	1	0,01
		G	3,64 (kN/m ²)
		Q	

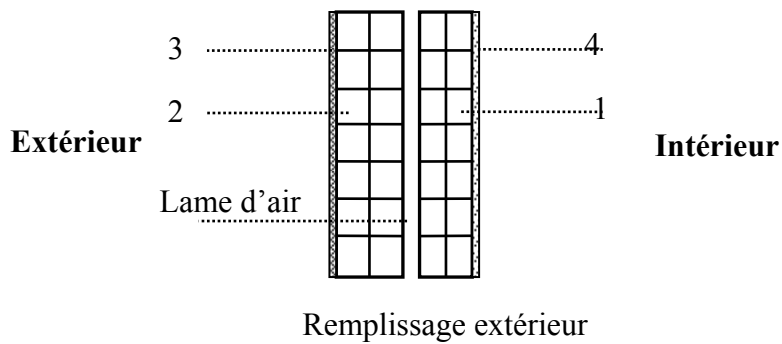


Tableau5 :charges permanentes et d’exploitation des murs extérieur

1-7 L’escalier :

A- Paliers :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Dalle pleine en BA	0,15	25	3,75
Enduit plâtre	0,02	10	0.20
		G	5,11 (kN/m ²)
		Q	3,50 (kN/m ²)

B- Volé :

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Poids des marches	0,02	20	2,12
Dalle pleine en BA incliné	0,15	25/ (cos 29,5=0,87)	5,74
Enduit ciment	0,01/0,87	18	0.20
		G	8,86 (kN/m ²)
		Q	2,50 (kN/m ²)

Tableau 6et 7 :charges permanentes et d’exploitation des escalier (volée et le palier)

2-Décente de charge :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..), les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'au fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres.

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

III- Descente des charges sur les poteaux :

1- Poteau d'angle:

Surface afférente:

$S = 1.55 \times 1.8 = 2.79 \text{ m}^2$

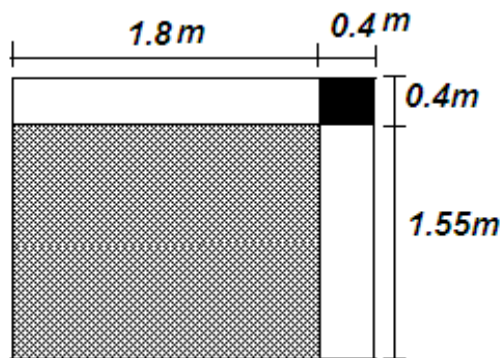


Figure 14 :surface afférente d'un poteau d'angle

Niveau	Section	Elément	$\Sigma G (T)$
	N1	-Plancher Terrasse : $6.25 \times 2.79 = 17.43$ -Poutres Principales : $(0.3 \times 0.45 \times 25) \times 1.8 = 6.07$ -Poutres Secondaires : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times 1.55 = 4.65$ -Acr trans : $2.475 \times 1.95 = 4.82$ -Acr long : $2.475 \times 2.2 = 5.445$	38.41

5 ^{eme} étage	N2	-Venant de N ₁ : 38.41 -Poteau : $(0.4 \times 0.4 \times 25) \times 3.24 = 12.96$ -Mur trans : $(3.64 \times 2.79) \times 1.55 = 15.74$ -Gard corps : $7.8 \times 1.8 = 14.04$	81.15
4 ^{eme} étage	N3	-Venant de N ₂ : 81.15 -Plancher étage : $5.16 \times 2.79 = 14.39$ -Poutres Principales 6.07 -Poutres Secondaires 4.65	106.26
	N4	-Venant de N ₃ : 106.26 -Poteau : 12.96 -Mur trans : 15.74 -Gard corps : 14.04	149
3 ^{eme} étage	N5	-Venant de N ₄ : 149 -Plancher étage 14.39 -Poutres Principales 6.07 -Poutres Secondaires 4.65	174.11
	N6	-Venant de N ₅ : 174.11 -Poteau : 12.96 -Mur trans : 15.74 -Gard corps : 14.04	216.85
2 ^{eme} étage	N7	-Venant de N ₆ : 216.85 -Plancher étage 14.39 -Poutres Principales 6.07 -Poutres Secondaires 4.65	241.96
	N8	-Venant de N ₇ : 241.96 -Poteau : 12.96 -Mur trans : 15.74 -Gard corps : 14.04	284.7
1 ^{eme} étage	N9	-Venant de N ₈ : 284.7 -Plancher étage 14.39 -Poutres Principales 6.07 -Poutres Secondaires 4.65	309.81
	N10	-Venant de N ₉ : 309.81 -Poteau : 19.96	352.55

		-Mur trans :.....15.74 -Gard corps :..... 14.04	
RDC	N11	-Venant de N ₄352.55 -Plancher étage :12.06×5.16=62.22 Plancher Terrasse :6.25×12.06=75.37 -Poutres Principales6.07 -Poutres Secondaires4.65	512.34
	N12	-Venant de N ₃106.26 -Poteau : 4×3.96=15.84	528.18
	N13	-Venant de N ₄528.18 -Plancher RDC :5.86×12.06=70.67 -longrine long 12.15 -longrine trans 10.05	621.05
	N14	-Venant de N ₃621.05 - Amorçe Poteau :4×1.20=4.8	625.85

Tableau 8 : calcul de la décente de charge sous G pour le poteau d'angle

Sous Q :

Niveau	Dégression	Q (cumulée)
Sous la terrasse	Q_0 $=1*(1.95*2.2)=429$	4.29
Sous le 1 ^{ere} étage	Q_0+Q_1 $4.29+(3.5*2.79)=14.055$	14.05
Sous le 2 ^{eme} étage	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$ $=4.29+0.95(2*9.765)=23.82$	22.843
Sous le 3 ^{eme} étage	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$ $=4.29+0.90(3*9.765)=30.655$	30.655
Sous le 4 ^{eme} étage	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4)$ $=4.29+0.85(9.765*4)=37.491$	37.491
Sous le 5 ^{eme} étage	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$ $=4.29+0.80(5*9.765)=43.35$	43.35
Sous le 6 ^{eme} étage	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6)$ $=4.29+0.75(48.82+3.5*2.79)$	47.601

Tableau 9 : calcul de la décente de charge sous Q pour le poteau d'angle

➤ Vérification de la section du poteau :

Poteau (40×40) :

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ = 916.299kn$$

$$B = 40 \times 40 = 1600cm^2$$

Moment d'inertie : $I = bh^3 / 12 = 2560000 / 12 = 213333 cm^4$

le rayon : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333}{1600}} = \sqrt{133.33} = 11.54$

Longueur de flambement : $L_f = 0.7l = 0.7 \times 2.79 = 195.3m = 1953cm$

L'élancement de poteau : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{195.3}{11.54} = 16.92$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \times \frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.812$$

La surface réduite: $B_r = 38 \times 38 = 1444cm^2$

$$N_u \left\langle \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_c}{\delta_s} \right) \right\rangle = N_u = \left\langle 0.812 \left(\frac{1444 \times 250}{1.35} + 6.4 \times \frac{4000}{1.15} \right) \right\rangle = 23521$$

916.299 < 23521.....Vérifier

Les Poteaux (40×40)Vérifier

2- Poteau de rive :

Surface afférente : **S=6.48m²**

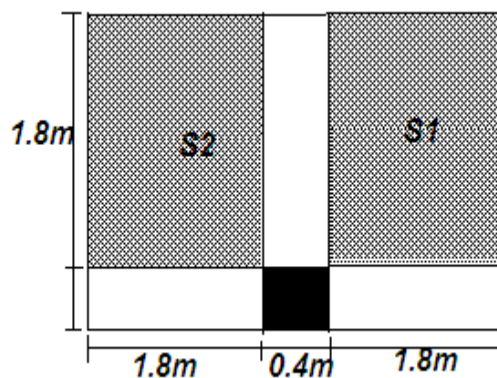


Figure 15 :surface afférente d'un poteau de rive

Sous G :

$$S1 = 1.8 \times 1.8 = 3.24 \text{m}^2$$

$$S2 = 1.8 \times 1.8 = 3.24 \text{m}^2$$

Niveau	Section	Elément	$\Sigma G (T)$
1 ^{eme} étage	N1	-Plancher Terrasse : $6.25 \times 6.48 = 40.5$ -Poutres Principales : $(0.3 \times 0.45 \times 25) \times (1.8 + 1.8) = 12.15$ -Poutres Secondaires : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times 1.8 = 5.4$ -Acr long : $2.475 \times (1.8 + 1.8 + 0.4) = 9.88$	67.93
	N2	-Venant de N ₁ : 67.93 -Poteau : $(0.4 \times 0.4 \times 25) \times 3.96 = 15.84$ -Mur trans : $(1.82 \times 3.51) \times (1.8 + 1.8) = 38.66$	122.43
RDC	N3	-Venant de N ₂ 122.43 -Plancher RDC : $5.86 \times 6.48 = 40.08$ -longrine long 12.15 -longrine trans 5.4	180.06
	N4	-Venant de N ₃ 180.06 - Amorce Poteau : $4 \times 1.20 = 4.8$	184.14

Tableau 10 : calcul de la décente de charge sous G pour le poteau de rive

Sous Q :

Niveau	Dégression	Q (cumulée)
Sous la terrasse	$Q_0 = 1 \times (4 \times 1.8) = 7.2$	7.2
Sous le 1 ^{ere} étage	$Q_0 + Q_1$ $= 7.2 + (3.5 \times 6.48) = 29,88$	29.88

Tableau 11 : calcul de la décente de charge sous Q pour le poteau de rive

➤ **Vérification de la section du poteau :**

➤ **Poteau(40×40) :**

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ = 293.409 \text{kn}$$

$$B = 40 \times 40 = 1600 \text{cm}^2$$

Moment d'inertie : $I = bh^3 / 12 = 2560000 / 12 = 213333 \text{cm}^4$

le rayon : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333}{1600}} = \sqrt{133.33} = 11.54$

Longueur de flambement : $L_f = 0.7l = 0.7 \times 2.79 = 195.3m = 1953cm$

L'élancement de poteau : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{195.3}{11.54} = 16.92$

$\lambda < 50 \alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \times \frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.812$

La surface réduite: $B_r = 38 \times 38 = 1444cm^2$

$N_u \left\langle \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_c}{\delta_s} \right) \right\rangle = N_u = \left\langle 0.812 \left(\frac{1444 \times 250}{1.35} + 6.4 \times \frac{4000}{1.15} \right) \right\rangle = 23521$

293.409 < 23521.....**Vérifier**

Les Poteaux (40×40)**Vérifier**

3- Poteau Central:

$S = (2.79 \times 2) + (3.24 \times 2) = 12.06 m^2$

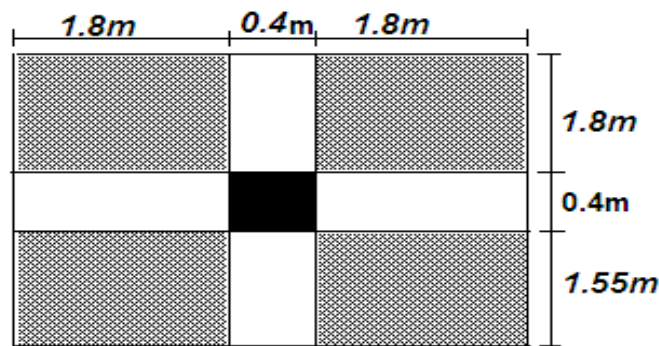


Figure 16 : surface afférente d'un poteau central

Sous G :

Niveau	Section	Elément	$\Sigma G (T)$	$\Sigma Q (T)$
5 ^{eme} étage	N1	-Plancher Terrasse : $6.25 \times 12.06 = 75.375$ -Poutres Principales : $(0.3 \times 0.45 \times 25) \times (1.8 + 1.8) = 12.15$ -Poutres Secondaires : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (1.55 + 1.8) = 10.05$	97.575	15

	N2	-Venant de N ₁ : 97.575 -Poteau : $(0.4 \times 0.4 \times 25) \times 3.24 = 12.96$	110.535	
4^{eme} étage	N3	-Venant de N ₂ : 110.535 -Plancher étage : $5.16 \times 12.06 = 62.22$ -Poutres Principales 12.15 -Poutres Secondaires 10.05	194.964	37.26
	N4	-Venant de N ₃ : 194.964 -Poteau : 12.96	207.924	
3^{eme} étage	N5	-Venant de N ₄ : 207.924 -Plancher étage 62.22 -Poutres Principales 12.15 -Poutres Secondaires 10.05	292.344	57.294
	N6	-Venant de N ₅ : 292.344 -Poteau : 12.96	305.304	
2^{eme} étage	N7	-Venant de N ₆ : 305.304 -Plancher étage 62.22 -Poutres Principales 12.15 -Poutres Secondaires 10.05	389.724	75.102
	N8	-Venant de N ₇ : 389.724 -Poteau : 12.96	402.684	
1^{ere} étage	N9	-Venant de N ₈ : 402.684 -Plancher étage 62.22 -Poutres Principales 12.15 -Poutres Secondaires 10.05	487.104	90.680
	N10	-Venant de N ₉ : 487.104 -Poteau : 12.96	500.064	
RDC	N11	-Venant de N ₁₀ : 500.064 -Plancher étage : $12.06 \times 5.16 = 62.22$ -Poutres Principales 12.15 -Poutres Secondaires 10.05	584.484	104.04
	N12	-Venant de N ₁₁ : 584.484 -Poteau : $4 \times 3.96 = 15.84$	600.324	
L'infra structure	N13	-Venant de N ₁₂ : 600.324 -Plancher RDC : $5.86 \times 12.06 = 70.671$	693.195	137.43

		-longrine long12.15	
		-longrine trans10.05	
	N14	-Venant de N3.....693.195	697.995
		- Amorçe Poteau :4×1.20=4.8	

Tableau 12 :calcul de la décente de charge sous G pour le poteau central

Sous Q :

Niveau	Dégression	Q (cumulée)
Sous la terrasse	Q ₀ =1*(4*3.75)=15	15
Sous le 1 ^{ère} étage	Q ₀ +Q ₁ =15+(1.5*14.84)=37.26	37.26
Sous le 2 ^{ème} étage	Q ₀ +0.95(Q ₁ +Q ₂) =15+0.95(22.26*2)=57.294	57.294
Sous le 3 ^{ème} étage	Q ₀ +0.90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃) =15+0.9(22.26*3)=75.102	75.102
Sous le 4 ^{ème} étage	Q ₀ +0.85(Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ +Q ₄) =15+0.85(22.26*4)=90.684	90.684
Sous le 5 ^{ème} étage	Q ₀ +0.80(Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅) =15+0.8(22.26*5)=104.04	104.04
Sous le 6 ^{ème} étage	Q ₀ +0.75(Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ +Q ₆) =15+0.75(3.5*14.84)=137.43	137.43

Tableau 13 :calcul de la décente de charge sous Q pour le poteau central

➤ **Vérification de la section du poteau :**

➤ **Poteau(40×40) :**

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ = 1148.438kn$$

$$B = 40 \times 40 = 1600cm^2$$

Moment d’inertie : $I = bh^3 / 12 = 2560000 / 12 = 213333 cm^4$

le rayon : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333}{1600}} = \sqrt{133.33} = 11.54$

Longueur de flambement : $L_f = 0.7l = 0.7*2.79 = 195.3m=1953cm$

L’élancement de poteau : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{195.3}{11.54} = 16.92$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \times \frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.812$$

La surface réduite: $B_r = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$

$$N_u \left\langle \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_c}{\delta_s} \right) \right\rangle = N_u = \langle 0.812 \left(\frac{1444 * 250}{1.35} + 6.4 \times \frac{4000}{1.15} \right) \rangle = 23521$$

1148.43 < 23521.....**Vérifier**

Les Poteaux (40×40)**Vérifier**

1- Définition :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse) (Figure 1). Les planchers sont des éléments porteurs. Les dallages sur terre-plein peuvent être assimilés à des planchers.. Les voiles et les poteaux constituent les porteurs verticaux du plancher. Généralement, le plancher est constitué de 3 parties distinctes qui sont :

✚ le revêtement, la partie portante et le plafond.

- **partie portante :**

Portante est constituée par des poutres en B.A. ou en béton précontraint, des poutrelles métalliques, des solives en bois, des dalles en béton armé pleines ou nervurées. La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre (de l'élément porteur lui même, du revêtement et du plafond) ; les surcharges d'exploitation qui sont les poids des diverses cloisons de séparation).

- **Le revêtement :**

Le revêtement repose sur la partie portante : ce peut être du carrelage, parquet en bois, dallages divers, revêtements synthétiques. Il doit être adapté au type de la construction, il doit garantir essentiellement une isolation acoustique et thermique satisfaisante, tout en présentant un aspect esthétique.

- **Le plafond :**

Le plafond est réalisé sous l'élément porteur, c'est un enduit de plâtre, ce peut être des plâtres préfabriqués en matériaux de tous genres. Il contribue à l'amélioration de l'isolation qui peut être obtenue tout en obéissant à l'esthétique.

2- Les Fonctions principales des planchers :

- Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et des surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs que sont les murs et les poteaux.
- Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- Conserver une certaine élasticité dans les limites acceptables.
- Voir un poids modeste pour réduire le tous possible la charge permanente.

- Assurer une bonne isolation phonique.
- Assurer l'isolation thermique au-dessus d'espaces extérieurs ou non chauffés (caves ou vides sanitaires).
- Offrir une surface praticable pour des revêtements.
- Protéger quelquefois contre l'humidité.
- Résister au feu.
- Protéger contre l'effraction.
- Permettre la distribution de fluides, particulièrement l'électricité.
- Conserver dans le temps ses qualités physiques, mécaniques, acoustiques, son aspect et sa planéité.
- Pouvoir être construit facilement pour ne pas retarder la réalisation de l'ensemble de l'immeuble.
- Et évidemment être économique, ce qui implique qu'on utilise intelligemment les caractéristiques des matériaux.

Pour notre hôtel on va utiliser un plancher à Corps Creux pour tout les étages ,
Et un plancher en dalle pleine pour RDC pour un but éducatif .

3- Les planchers à corps creux pour tout les étages :

3-1 Définition :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux

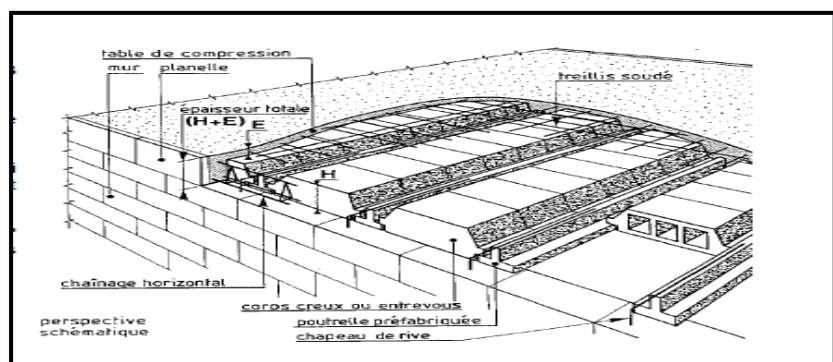


Figure 1 : planchers à corps creux

- les corps creux ou "entrevous" :

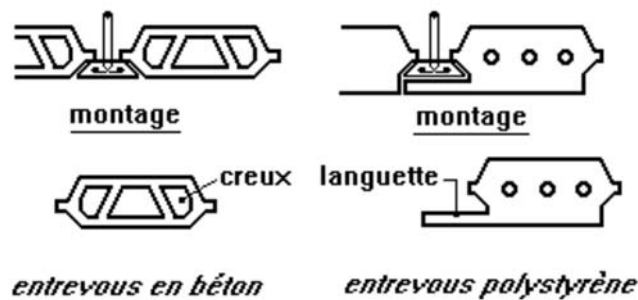


Figure 2 : Type des entrevous

Le rôle des entrevous consiste au départ à supporter le poids de la dalle de compression en phase de coulage.

Ce sont donc des éléments de coffrage perdu, Généralement les entrevous sont en béton de petits granulats. Mais, on trouve aussi dans le commerce des entrevous en terre cuite ou en polystyrène (isolation thermique). La hauteur des éléments en béton varie de 9 à 30 cm suivant la portée du plancher. La largeur varie de 16 à 21 cm. La longueur est constante et correspond à un espacement des poutrelles de 60 cm.

- **Les poutrelles :**

- Dimensionnement des poutrelles: Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures, Les poutrelles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse. On trouve toute une gamme de poutrelles préfabriquées sur le marché:

- Poutrelle en béton précontraint par fils adhérents,
- Poutrelle en béton armé,
- Poutrelle treillis.

Une dalle de compression armée ou "hourdis"

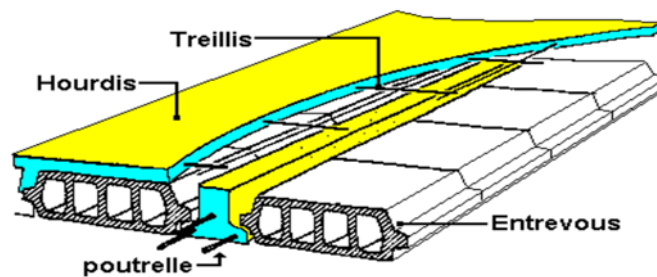


Figure 3 : corps creux

Le hourdis est l'âme de ce type de plancher. Il a généralement une épaisseur supérieure à 4cm. Cette dalle de compression qui est coulée en place sur les entrevous et les poutrelles doit être correctement armée.

4- Les planchers en dalles pleines pour RDC :

4-1 Dalle pleine en béton armé :

La dalle pleine, appelée aussi « **dalle massive** » est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions. Son épaisseur H varie de $1/10$ à $1/35$ de la grande portée L . Dans les bâtiments courants, elle varie entre 12 cm et 18 cm. Dans les bâtiments industriels, cette épaisseur est souvent plus forte.

La dalle pleine peut reposer, avec ou sans continuité, sur 2,3 ou 4 appuis . en effet, la dalle prend appui sur les murs porteurs de la construction ou sur d'autres éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres ou les longrines de fondations.

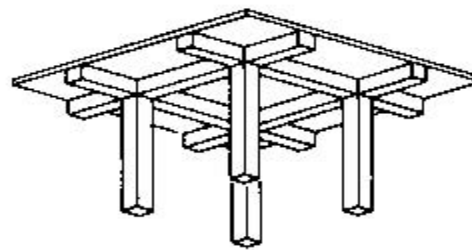
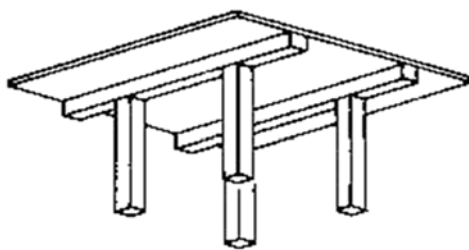


Figure 4 : Dalle pleine portant dans un seul sens Figure 5 : Dalle pleine portant dans les deux sens

Ce type de plancher est très courant car, il permet une grande souplesse dans les portées et les formes, en particulier la facilité des divers percements. La dalle pleine nécessite un coffrage sur toute sa surface, Les portées courantes de ces dalles L sont de 6m à 7m. Ces dalle portent sur un réseau de poutres secondaires et de poutres principales perpendiculaires au précédentes et leurs transmettent les différentes charges et surcharges.

4-2 L'armature de la dalle pleine :

L'armature de la dalle pleine est **impérative**. En effet, si la dalle pleine présente une bonne résistance à la compression, elle ne peut résister à l'effort de traction sans armatures. Afin d'éviter tout risque de fissuration et d'effondrement, des aciers sont placés dans la zone de traction. On distingue les **aciers porteurs** positionnés parallèlement à la portée des **aciers de répartition** placés perpendiculairement à la portée. En fonction du ferrailage souhaité, plusieurs nappes de treillis soudés sont positionnées. L'enrobage des aciers est compris entre cm et 5 cm si l'ouvrage est situé en milieu agressif.

5- Méthode de calcul (planchers a corps creux):

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) et des actions appliquées on peut être amené à calculer:

- soit une poutre isostatique par le RDM,
- soit une poutre hyperstatique par la méthode forfaitaire ou celle de Caquot

5-1 La méthode Forfaitaire :

Domaine de validité de la méthode forfaitaire: selon le BAEL91.

Cette méthode est applicable lorsque:

- les charges d'exploitation sont modérées: $Q < \max(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$.
- les moments d'inerties des sections transversales ou leur coffrage sont les mêmes dans les différents travées.
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- le rapport des travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25.

Si une des conditions précédentes n'était pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

5-2 La méthode de Caquot:

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.

Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement là, la méthode la mieux adoptée pour notre cas.

Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot.

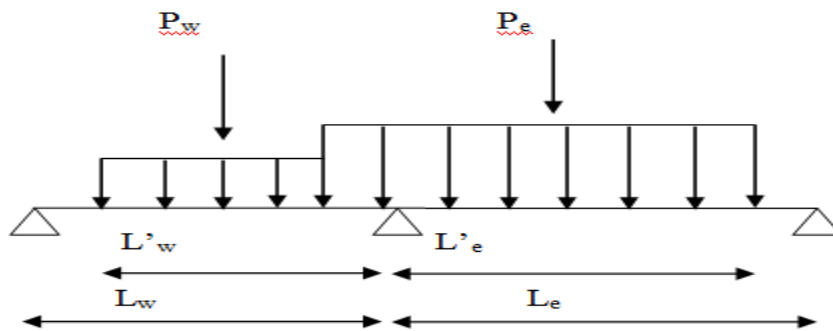


Figure 6 :schéma explicatif de la méthode de Caquot

5-2-1 Moment sur appuis :

On prend pour les appuis de rive : **$M_a = 0.2M_0$**

Avec : **$M_0 = \frac{ql^2}{8}$** (moment isostatique)

Le moment sur l'appui central est donné par la relation suivante :

$$M_a = \frac{P_w L'^3 + P_e L'^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \times m$$

$L' = L$ pour une travée de rive avec appui simple de rive.

$L' = 0.8L$ pour une travée intermédiaire.

$P_w = P_e$: les charges uniformément réparties à gauche et à droite de l'appui.

$M = 0.7$ pour la sécurité de la poutre dans le cas de formation de rotules plastiques dues à la fatigue du béton au niveau de l'appui.

5-2-2 Moment de travée :

$$M(x) = \frac{ql^2}{2} x - \frac{qx^2}{2} + M_w + \left(\frac{M_e - M_w}{l} \right) x$$

Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{ql^2}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{l}$$

T est max au niveau des appuis ($x=0$, $x=l$)

5-2-3 Calcul du plancher terrasse :

➤ Choix de la méthode de calcul :

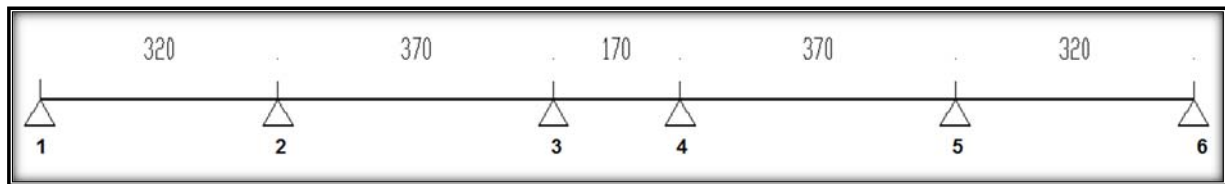


Figure 7: schéma statique de la poutrelle

Condition de l'application de la méthode Forfaitaire :

$$G = 6,25 \text{ kn/ m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kn/ m}^2$$

- $Q = 0.1 \text{ t/m}^2 \leq \max(2G, 5) \rightarrow 1,55 \leq \max(10,30 ; 5) \rightarrow$ condition vérifiée
- section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constante \rightarrow condition vérifiée
- la fissuration est préjudiciable même avec l'étanchéité \rightarrow condition non vérifiée
- Le rapport des portées des travées successives :
 - $0,8 \leq 3,2/3,7 \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 \leq 0,86 \leq 1,25 \dots\dots\dots$ vérifier
 - $0,8 \leq 3,7/1,7 \geq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 \leq 2,17 \geq 1,25 \dots\dots\dots$ no vérifier
 - $0,8 \leq 1,7/3,7 \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 \leq 0,45 \leq 1,25 \dots\dots\dots$ vérifie
 - $0,8 \leq 3,7/3,2 \geq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 \leq 1,156 \leq 1,25 \dots\dots\dots$ vérifie

Donc la méthode de calcul sera celle de Caquot. En utilisant les courbes enveloppes :

1-2. Charges et combinaisons :

ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \times (6,25) + 1.5 \times (1,00) = 9,973 \text{ kn/ m}^2$$

$$q_u = 0.65 \times 9,973 = 6,459 \text{ kn/ m}^2$$

ELS :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = (6,25) + (1,00) = 7,25 \text{ kn/ m}^2$$

$$q_s = 0.65 \times 7,25 = 4,712 \text{ kn/ m}^2^*$$

1,35G :

$$P_s = G$$

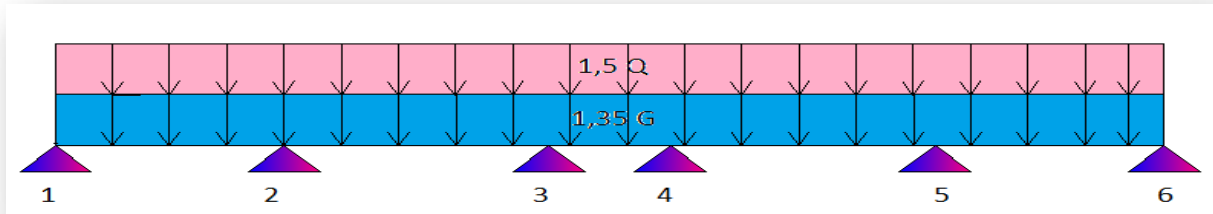
$$P_s = 1,35 \cdot (6,25) = 8,437 \text{ kn/ m}^2^*$$

$$q_s = 0.65 \times 8,437 = 5,484 \text{ kn/ m}^2^*$$

b = 65 cm étant la largeur de la table de compression.

Charges et combinaisons pour les moments en appuis :

➤ **1^{er} chargement : ELU**



Appuis 1 :

$$M_0 = ql^2/8 = 4,813 \times \frac{3,20^2}{8} = 6,160 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_0 \times 0.2 = -1.232 \text{ KM.m}$$

Appuis 2 :

$$M_2 = - \frac{qw(l'w)^3 + qe(le')^3 \times (m)}{8.5(lw' + le')}$$

$$M_2 = - \frac{4.813 \times (3.2)^3 + 4.813 \times (3.7 \times 0.8)^3 \times (0.7)}{8.5(3.2 + (3.7 \times 0.8))} \quad M_2 = 5.395 \text{ KM.m}$$

Appuis 3 :

$$M_3 = - \frac{4.813 \times (3.7 \times 0.8)^3 + 4.813 \times (1.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} \quad \longrightarrow \quad M_3 = 3.728$$

Appuis 4 :

$$M_4 = - \frac{4.813 \times (1.7 \times 0.8)^3 + 4.813 \times (3.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} \quad \longrightarrow \quad M_4 = 3.728$$

Moment en travée :1-2 :

$$Mx = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + Mw + \frac{Me - Mw}{e} \cdot x \quad Mx = +6.459 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 1.232 + \frac{-5.395 + 1.232}{3.2} x$$

$$Mx = 10.334x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 1.232 + (-1.300) x$$

$$Mx = 9.033x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 1.232$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_x = 9.033 \\ x = 3.2 \mid T(3,2) = -11.635 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 9.033 - 6.459x \quad \longrightarrow \quad X = 1.398$$

$M_{1-2}(1.592) = 5.058$

Travée2-3

$$Mx = \left(+6.459 \times \left(\frac{3.7}{2}\right) x \right) - \left(6.459 \times \frac{x^2}{2} \right) - (5.395) + \left(\frac{-3.728 + 5.395}{3.7} \right)$$

$$M_x = 11.949x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 5.395 + 0.450x \longrightarrow M_x = 12.399x - (6.459 \frac{x^2}{2}) - 5.395$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0 \\ X = 3.7 \end{array} \right| \begin{array}{l} T_x = 12.399 \\ T(3.7) = -11.499 \end{array}$$

$$T(x) = 12.399 - 6.459x, \quad x = 1.919$$

$$N_{2-3}(1.804) = +6.506$$

Travée 3-4

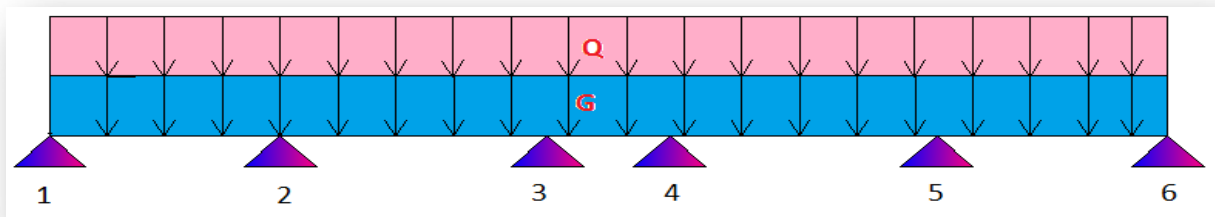
$$M_x = +6.459 \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 3.728 \longrightarrow M_x = 5.490x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 3.728$$

$$M_x = 5.490x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 3.728 \longrightarrow T = 5.490 - 6.459x \longrightarrow X = 0.849$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0 \\ T = 1.7 \end{array} \right| \begin{array}{l} x = 5.490 \\ T(1.7) = -5.490 \end{array}$$

$$M_{3-4}(0.849) = -1.393$$

➤ **02 éme chargement : EIS**



Appuis 1 :

$$M_0 = ql^2 \cdot 8 = 3.493 \times \frac{(3.20)^2}{8} = 4.471 \text{ KM.m} \longrightarrow M_1 = -0.2$$

$$M_0 = -0.2 \times 4.471 = -0.894 \text{ KM.m}$$

Appuis 2 :

$$M_2 = - \frac{3.493 \times (3.2)^3 + 3.493(3.7 \times 0.8)^3}{8.5(3.2 + (3.7 \times 0.8))} \longrightarrow M_2 = -3.916 \text{ KM.m}$$

Appuis 3 :

$$M_3 = \left(- \frac{3.493 \times (3.7 \times 0.8)^3 + 3.493(1.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} \right) \times 0.7 \longrightarrow M_3 = -2.706$$

Appuis 4 :

$$M_4 = \left(-\frac{3.493 \times (3.7 \times 0.8)^3 + 3.493(1.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} \right) \times 0.7 \quad \rightarrow \quad M_4 = -2.706$$

Moment en travée : 1-2

$$M_{1-2} = 4,712 \times \left(\frac{3.2}{2} \right) x - 4,712 \times \frac{x^2}{2} - 0.894 + \left(\frac{-3.916 + 0.894}{3.2} \right) x$$

$$M_{1-2} = 7.539x - 4.712 \times \frac{x^2}{2} - 0.894 + 0.944x \quad \rightarrow \quad M_{1-2} = 6.595 - 4.712 \times \frac{x^2}{2} - 0.894$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad | \quad T_x = 4.712 \\ x = 3.2 \quad | \quad T(3.2) = -8.483 \end{array} \right\}$$

$$T(x) = 6.595 - 4.712x \quad \rightarrow \quad X = 1.399$$

$$M_{1-2}(1.399) = -1.090$$

Travée 2-3

$$M_{2-3} = 4,712 \times \left(\frac{3.7}{2} \right) x - 4,712 \times \frac{x^2}{2} - 3.912 + \left(\frac{-2.706 + 3.916}{3.7} \right) x$$

$$M_{2-3} = 8.717x - 4.712 \times \frac{x^2}{2} - 3.912 + 0.327x \quad \rightarrow \quad M_{2-3} = 8.390x - 4.712 \times \frac{x^2}{2} - 3.912$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad | \quad T_x = 8.390 \\ x = 3.7 \quad | \quad T(3.7) = -9.044 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 8.390 - 4.712x \quad \rightarrow \quad x = 1.780$$

$$M_{2-3}(1.780) = 3.549$$

Travée 3-4

$$M_{3-4} = 4,712 \times \left(\frac{1.7}{2} \right) x - 4,712 \times \frac{x^2}{2} - 2.706 + \left(\frac{-2.706 + 2.706}{0} \right) x$$

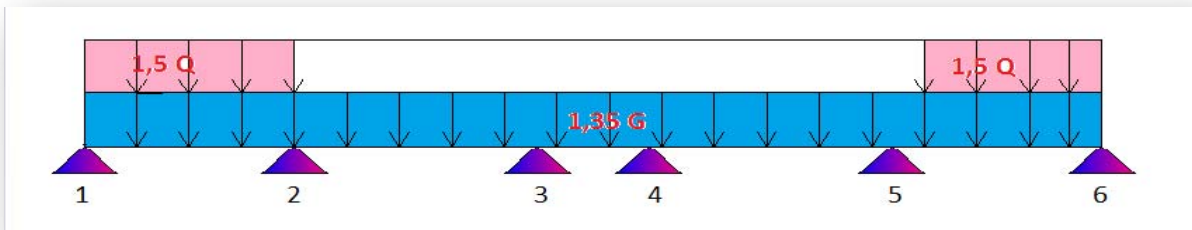
$$M_{3-4} = 4,005x - 4.712 \times \frac{x^2}{2} - 2.706 \quad \rightarrow \quad M_{3-4} = 4,005x - 4.712 \times \frac{x^2}{2} - 2.706$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad | \quad T_x = 4.005 \\ x = 1.7 \quad | \quad T(3.7) = -4.005 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 4.005 - 4.712x \quad \rightarrow \quad x = 0.854$$

$$M_{3-4}(1.374) = 1.003$$

➤ **3^{ème} type de chargement**



Moment en appuis :

Appuis n°1 :

$$M_0 = ql^2 \cdot 8 = 4.812 \times \frac{(3.20)^2}{8} = 6.160 \text{ KM.m} \longrightarrow M_1 = - M_0 \times 0.2 = -1.232 \text{ KM.m}$$

Appuis 2 :

$$M_2 = \frac{-4.813 \times (3.2)^3 + 3.839 \times (3.7 \times 0.8)^3}{8.5(3.2 + (3.7 \times 0.8))} \longrightarrow M_2 = -4.913 \text{ KM.m}$$

Appuis 3:

$$M_3 = \left(\frac{-3.839 \times (3.7 \times 0.8)^3 + 3.839 \times (1.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} \right) \longrightarrow M_3 = -2.974 \text{ KN.m}$$

Appuis 4:

$$M_4 = \left(\frac{-3.839 \times (3.7 \times 0.8)^3 + 3.839 \times (1.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} \right) \longrightarrow M_4 = -2.974 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$Mx = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + Mw + \frac{Me - Mw}{e} \cdot x \qquad Mx = +6.459 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 1.232 + \frac{-4.913 + 1.232}{3.2} x$$

$$Mx = 10.334x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 1.232 - 1.150 x$$

$$Mx = 9.373x - 6.459$$

$$Mx = 9.184x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 1.232$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 3.2 \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} Tx = 9.184 \\ T(3,2) = -11.404 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 9.184 - 6.459x \longrightarrow X = 1.421$$

$M_{1-2}(X) = 5.297$

$$Mx = +5.484 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 5.484 \frac{x^2}{2} 4.913 + \frac{-2.974+4.913}{3.7} x$$

$$M_{2-3} = 10.145x - 5.484 \times \frac{x^2}{2} - 4.913 - 0.524 x$$

$$M_{2-3} = 10.669x - 5.484 \times \frac{x^2}{2} - 4.913$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T(0) = 10.669 \\ x = 3.7 \mid T(3,7) = -9.621 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 10.669 - 5.484x \longrightarrow X = 1.945$$

$$M_{2-3}(1.936) = 5.465$$

Travée 3-4

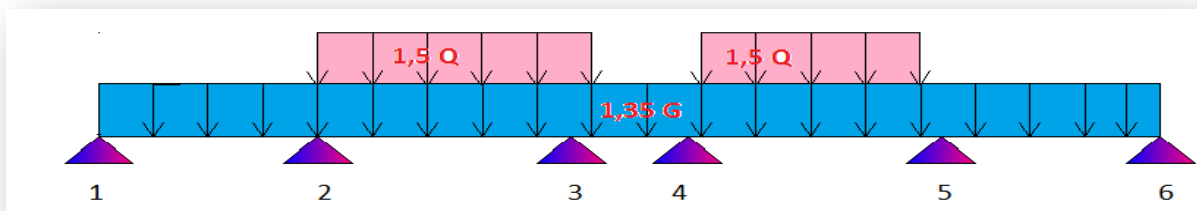
$$M_{3-4} = 5.484 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 5.484 \times \frac{x^2}{2} - 2.974$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tx = 4.661 \\ x = 1.7 \mid T(3,7) = -4.001 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 4.661 - 5.484x \longrightarrow x = 0.849$$

$$M_{3-4}(0.849) = 0.992$$

➤ **4^{ème} type de chargement :**



Moment appuis :

$$M1 = -0.2M0 = -0.2q \frac{l^2}{8} = -0.23838 \times \frac{3.2^2}{8} = -0.982 \text{ KN.m}$$

$$M2 = \frac{-3.838(3.2)^3 + 4.813 - (3.7 \times 0.8)^3}{8.5(3.2 + (3.7 \times 0.8))} = 4.785$$

$$M3 = \frac{-4.813(3.7 \times 0.8)^3 + 3.838 - (1.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} = -4.824$$

$$M4 = \frac{-5.484(1.7 \times 0.8)^3 + 6.459 - (3.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} = -4.824$$

travée 1-2:

$$Mx = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + Mw + \frac{Me-Mw}{e} \cdot x$$

$$Mx = +5.484 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - 5.484 \frac{x^2}{2} + \frac{-4.785+0.982}{3.2}x + (-0.982)$$

$$Mx = 8.774x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 0.982 - 1.188 x$$

$$Mx = 7.586x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 0.982$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_x = \\ x = 3.2 \mid T(3,2) = \end{array} \right\}$$

$$T_x = 7.586 - 5.484x \longrightarrow X = 1.383$$

$$M_{1-2}(1.383) = 4.265$$

Moment en travée 2-3 :

$$Mx = +6.459 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 6.459 \frac{x^2}{2} \cdot 4.785 + \frac{-4.824+4.785}{3.7}x$$

$$M_{2-3} = 11.949x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 4.785 - 0.01 x$$

$$M_{2-3} = 11.939x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 4.785$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T(0) = 12.269 \\ x = 3.7 \mid T(3,7) = -11.959 \end{array} \right\}$$

$$M_{2-3}(1.899) = 6.249$$

$$T_x = 11.939 - 6.459x \longrightarrow X = 1.848$$

Travée 3-4

$$M_{3-4} = 5.484 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 5.484 \times \frac{x^2}{2} - 4.824$$

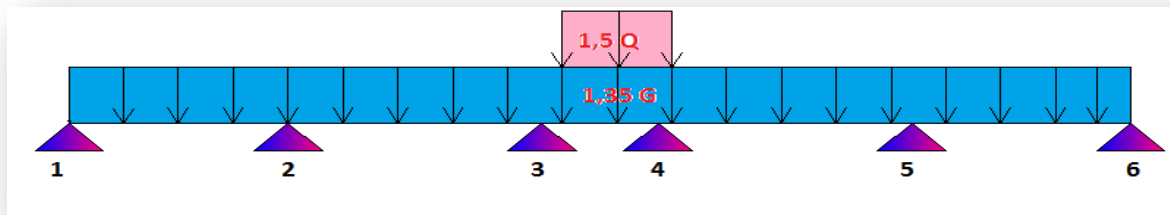
$$M_{3-4} = 4.661x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 4.824$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_x = 4.661 \\ x = 1.7 \mid T(1,7) = -4.661 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 4.661 - 5.484x \longrightarrow x = 0.849$$

$$M_{3-4}(0.849) = 2.843$$

➤ **5^{ème} type de chargement**



$$M1 = -0.2M0 = -0.2q \frac{l^2}{8} = -0.2 \times 3.838 \times \frac{3.2^2}{8} = -0.982 \text{ KN.m}$$

$$M2 = \frac{-3.838(3.2)^3 + 3.838 - (3.7 \times 0.8)^3}{8.5(3.2 + (3.7 \times 0.8))} = 4.302$$

$$M3 = \frac{-3.838(3.7 \times 0.8)^3 + 4.813 - (1.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} = -3.040$$

$$M4 = \frac{-4.813(1.7 \times 0.8)^3 + 3.838(3.7 \times 0.8)^3}{8.5((3.7 \times 0.8) + (1.7 \times 0.8))} = -3.040$$

Moment en travée :

travée 1-2:

$$Mx = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + Mw + \frac{Me - Mw}{e} \cdot x$$

$$Mx = +5.484 \times \left(\frac{3.2}{2}\right) x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 0.982 + \left(\frac{-4.302 + 0.982}{3.2}\right) x$$

$$Mx = 8.774x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 0.982 - 1.037x$$

$$Mx = 7.737x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 0.982$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tx = 7.867 \\ x = 3.2 \mid T(3,2) = -9.811 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 7.737 - 5.484x \longrightarrow X = 1.410$$

$$M_{1-2}(1.410) = 7.046$$

Moment en travée 2-3 :

$$Mx = +5.484 \times \left(\frac{3.7}{2}\right) x - 5.484 \frac{x^2}{2} \cdot 4.302 + \left(\frac{-3.040 + 4.302}{3.7}\right) x$$

$$M_{2-3} = 10.145x - 5.484 \times \frac{x^2}{2} - 4.302 - 0.341x$$

$$M_{2-3} = 10.486x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 4.302$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T(0) = 10.491 \\ x = 3.7 \mid T(3,7) = -9.804 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 10.486 - 5.484x \longrightarrow X = 1.912$$

$$M_{2-3}(1.912)=5.723$$

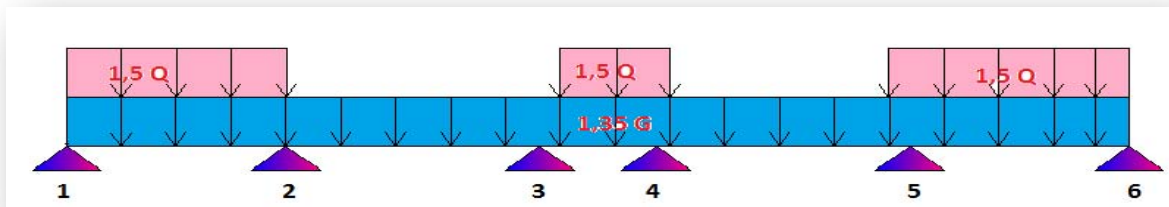
Travée 3-4

$$M_{3-4}=6.459 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 3.040$$

$$M_{3-4}=5.490x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 3.020$$

$$T_x = 5.490 - 0.459x \longrightarrow x = 0.85$$

$$M_{3-4}(0.85) = -0.706$$

➤ **6^{ème} type de chargement :****Moment en appuis :**

$$\text{Appuis 01 : } M_1 = -1.232 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 02 : } M_2 = -4.913 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 03 : } M_3 = -3.040 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 04 : } M_4 = -3.040 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :**travée 1-2:**

$$M_{1-2} = 5.297 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$Mx = +5.484 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 5.484 \frac{x^2}{2} \cdot 4.913 + \left(\frac{-3.040 + 4.913}{3.7}\right)x$$

$$M_{2-3} = 10.145x - 5.484 \times \frac{x^2}{2} - 4.913 - 0.506x$$

$$M_{2-3} = 10.651x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 4.913$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T(0) = 10.651 \\ x = 3.7 \mid T(3,7) = -9.639 \end{array} \right\}$$

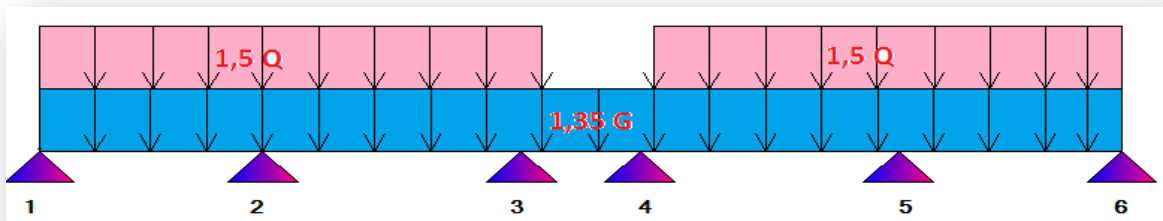
$$T_x = 10.651 - 5.484x \longrightarrow X = 1.942$$

$$M_{2-3}(1.942) = 5.430 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4

$$M_{3-4} = 0.706 \text{ KN.m}$$

➤ **7^{ème} type de chargement :**



Moment en appuis :

$$\text{Appuis 01 : } M_1 = -0.2M_0 = -0.2q \frac{l^2}{8} = -0.2 \times 4.813 \times \frac{3.2^2}{8} = -1.232 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 02 : } M_2 = \frac{-4.813(3.2)^3 + 4.813(3.7 \times 0.8)^3}{8.5(3.2 + (3.7 \times 0.8))} = -5.395 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 03 : } M_3 = -4.824 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 04 : } M_4 = -4.824 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

travée 1-2: $M_{1-2} = 5.085 \text{ KN.m}$

travée 2-3: $M_{2-3} = 6.805 \text{ KN.m}$

M 3-2:

$$M_x = +6.459 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 5.395 + \left(\frac{-4.824 + 5.395}{3.7}\right)x$$

$$M_{2-3} = 11.949x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 5.395 - 0.154x$$

$$M_{2-3} = 12.103x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 5.395$$

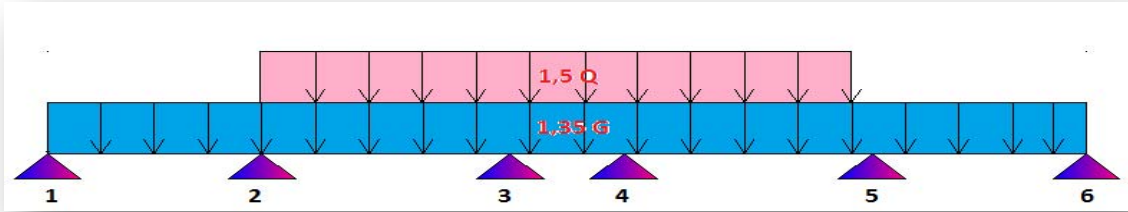
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T(0) = 12.103 \\ x = 3.7 \mid T(3,7) = -11.795 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 12.103 - 6.459x \longrightarrow X = 1.873$$

$$M_{2-3}(1.873) = 5.944 \text{ KN.m}$$

travée 3-4 : T3-4= - 2.842KN.m

➤ **8^{ème} type de chargement :**



Moment an appuis :

Appuis 01 :M1 = -0.982KN.m

Appuis 02 :M2 = -4.785KN.m

Appuis 03 :M3 = -3.728KN.m

Appuis 04 :M4 = -3.728KN.m

Moment en travée :

travée 1-2:

$$Mx = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + Mw + \frac{Me-Mw}{e} \cdot x$$

$$Mx = +5.484 \times \left(\frac{3.2}{2}\right) x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 0.982 + \left(\frac{-4.785+0.982}{3.2}\right)x$$

$$Mx = 8.774x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 0.982 - 1.188 x$$

$$Mx = 7.586x - 5.484 \frac{x^2}{2} - 0.982$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tx = 7.586 \\ x = 3.2 \mid T(3,2) = -9.962 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 7.586 - 5.484x \longrightarrow X = 1.383$$

$$M_{1-2}(1.383) = 4.265 \text{KN.m}$$

$$Mx = +6.459 \times \left(\frac{3.7}{2}\right) x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 4.785 + \frac{-3.728+4.785}{3.7} x$$

$$M_{2-3} = 11.949x - 6.459 \times \frac{x^2}{2} - 4.785 + 0.285 x$$

$$M_{2-3} = 12.234x - 6.459 \frac{x^2}{2} - 4.785$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T(0) = 12.234 \\ x = 3.7 \mid T(3,7) = -11.663 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 12.234 - 6.459x \longrightarrow X = 1.894$$

$$M_{2-3}(1.894) = 6.802$$

$$M_{3-4} = -1.393 \text{ KN.}$$

• 2- G min

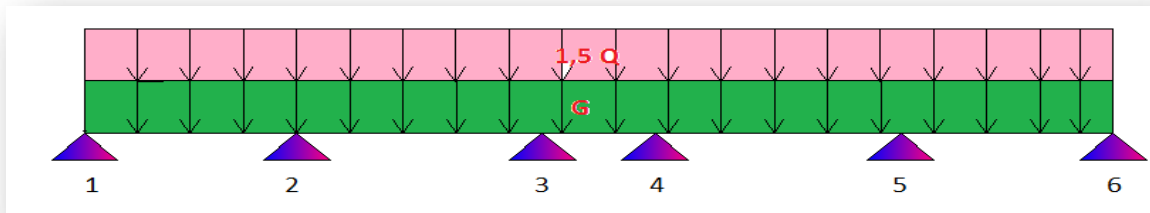
$$G = 6.25 \text{ KN} \quad Q = 1 \text{ KN}$$

$$G_{min} = G + 1.5Q = 6.25 + 1.5(1) = 7.75 \longrightarrow 7.75 \times 0.65 = 5.037$$

$$(G \times 0.7 + 1.5Q) = 6.25 \times 0.7 + 1.5 = 5.875 \longrightarrow 5.875 \times 0.65 = 3.818$$

$$q_G = 6.25 \times 0.7 \times 0.65 = 2.843 \longrightarrow q_G = 6.25 \times 0.65 = 4.062$$

➤ 1^{er} type de chargement :



Moment en appuis :

$$\text{Appuis 01 : } M_1 = -0.2M_0 \longrightarrow M_1 = q \frac{l^2}{8} \longrightarrow M_1 = 3.818 \times \frac{3.2^2}{8} = 4.887 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -0.2 \times 4.887 \longrightarrow M_1 = -0.977$$

$$\text{Appuis 02 : } M_2 = \frac{-3.818(3.2)^3 + 3.818(3.7 \times 0.8)^3}{8.5(3.2 + (3.7 \times 0.8))} = -4.280 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 03 : } M_3 = \frac{-3.818(3.2)^3 + 3.818(3.7 \times 0.8)^3}{8.5(3.2 + (3.7 \times 0.8))} = -2.958 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 04 : } M_4 = -2.958 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

travée 1-2:

$$Mx = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + Mw + \frac{Me - Mw}{e} \cdot x$$

$$Mx = +5.037 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - q \frac{x^2}{2} - 0.977 + \left(\frac{-4.280 + 0.977}{3.2}\right)x$$

$$Mx = 8.059x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977 - 1.032x$$

$$Mx = 7.027x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_x = 7.027 \\ x = 3.2 \mid T(3,2) = -9.091 \end{array} \right\}$$

$$M_{1-2}(1.395) = 3.924 \text{ KN.m}$$

$$T_x = 7.027 - 5.037x \longrightarrow X = 1.395$$

Travée 2-3 :

$$Mx = +5.037 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 5.037 \frac{x^2}{2} \cdot 4.280 + \frac{-2.958 + 4.280}{3.7}x$$

$$M_{2-3} = 9.318x - 5.037 \times \frac{x^2}{2} - 4.280 + 0.35x$$

$$M_{2-3} = 9.675x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 4.280$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T(0) = 9.675 \\ x = 3.7 \mid T(3,7) = -8.961 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 5.037x + 9.675 \longrightarrow X = 1.920$$

$$M_{2-3}(1.920) = 5.011$$

Travée 3-4

$$M_{3-4} = 5.037 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 5.037 \times \frac{x^2}{2} - 2.958 + \frac{-2.958 + 2.958}{1.7}$$

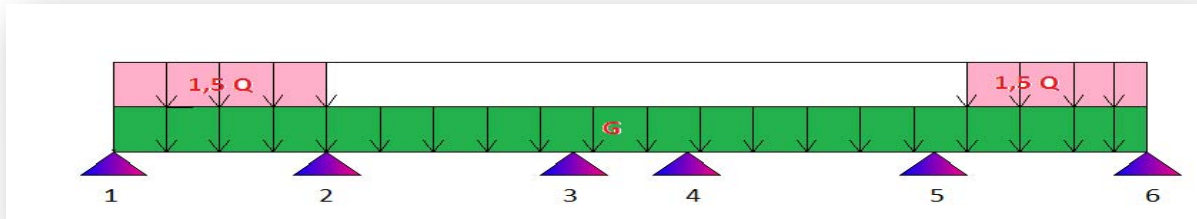
$$M_{3-4} = 4.281x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 2.958$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T(0) = 4.281 \\ x = 1.7 \mid T(1,7) = -4.281 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 5.037x - 4.281 \longrightarrow x = 0.849$$

$$M(0.849) = -1.138$$

➤ 2^{ème} type de chargement :



Moment en appuis :

$$\text{Appuis 01 : } M1 = -0.2M0 \rightarrow M1 = q \frac{l^2}{8} \rightarrow M1 = 3.818 \times \frac{3.2^2}{8} = 4.887 \text{ KN.m}$$

$$M1 = -0.977$$

$$\text{Appuis 02 : } M2 = \frac{-3.818(3.2)^3 + 2.843(2.96)^3}{8.5(3.2+2.96)} = -3.797 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 03 : } M3 = \frac{-2.843(2.96)^3 + 2.843(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.202 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 04 : } M4 = \frac{-2.843(2.96)^3 + 2.843(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.202 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

travée 1-2:

$$Mx = q \cdot \frac{l}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + Mw + \frac{Me - Mw}{e} \cdot x$$

$$Mx = +5.037 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - q \frac{x^2}{2} - 0.977 + \left(\frac{-3.797 + 0.977}{3.2}\right)x$$

$$Mx = 8.059x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977 - 0.881x$$

$$Mn = 7.178x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 0 \mid Tx = 7.178 \\ n = 3.2 \mid Te = -8.940 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 7.178 - 5.037x \rightarrow X = 1.425$$

$M_{1-2}(1.245) = 4.137 \text{ KN.m}$

$$M2 - 3 = +4.062 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 4.062 \frac{x^2}{2} \cdot 3.797 + \frac{-2.202 + 3.797}{3.7}x$$

$$M_{2-3} = 7.514x - 4.062 \times \frac{x^2}{2} - 3.797 + 0.431x$$

$$M_{2-3} = 7.945x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 3.797$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 0 \mid T_x = 7.945 \\ n = 3.7 \mid T_e = -7.084 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 4.062x + 7.945 \longrightarrow X = 1.955$$

$$M_{2-3}(1.955) = 3.972$$

Travée 3-4

$$M_{3-4} = 4.062 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 4.062 \times \frac{x^2}{2} - 2.202 + \frac{-2.202 + 2.202}{1.7}$$

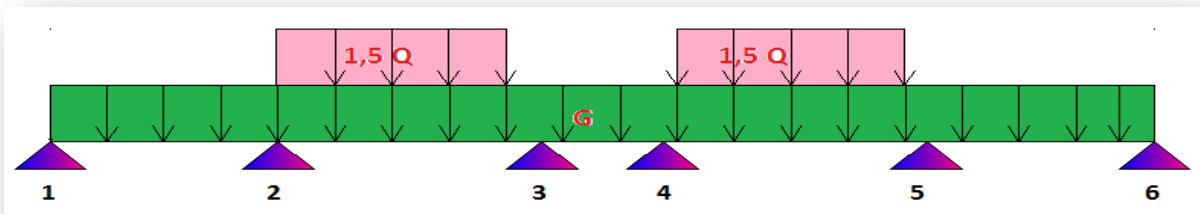
$$M_{3-4} = 3.452 - 4.062 \frac{x^2}{2} - 2.202$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_x = 3.452 \\ x = 1.7 \mid T_e = -3.452 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 4.062X - 3.452 \longrightarrow x = 0.849$$

$$M(0.849) = -0.735$$

➤ **3^{ème} type de chargement :**



Moment en appuis :

$$\text{Appuis 01 : } M_A = -0.2 \longrightarrow M_0 = \frac{ql^2}{8} = 2.843 \times \frac{3.2^2}{8} = 3.639$$

$$M_A = -0.727$$

$$\text{Appuis 02 : } M_2 = \frac{-2.843(3.2)^3 + 3.818(2.96)^3}{8.5(3.2+2.96)} = -3.670 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 03 : } M_3 = \frac{-3.818(2.96)^3 + 2.843(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.891 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 04 : } M_4 = \frac{-3.818(2.96)^3 + 2.843(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.891 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

travée 1-2:

$$M_x = +4.062 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 0.727 + \left(\frac{-3.670+0.727}{3.2}\right)x$$

$$M_x = 6.499x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 0.727 - 0.919 x$$

$$M_x = 5.579x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 0.727$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_w = 5.579 \\ x = 3.2 \mid T_e = -7.419 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 5.579 - 4.062x \longrightarrow X = 1.373$$

$$M_{1-2}(1.373) = 3.104 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$M_x = +5.037 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 3.670 + \frac{-2.891+3.670}{3.7}x$$

$$M_{2-3} = 9.318x - 5.037 \times \frac{x^2}{2} - 3.670 + 0.210 x$$

$$M_{2-3} = 9.528x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 3.670$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_w = 9.528 \\ x = 3.7 \mid T_e = -9.108 \end{array} \right\}$$

$$T_x = -5.037x + 9.528 \longrightarrow X = 1.891$$

$$M_{2-3}(1.891) = 5.341$$

Travée 3-4

$$M_{3-4} = 4.062 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 4.062 \times \frac{x^2}{2} - 2.891 + \frac{-2.891+2.891}{1.7}$$

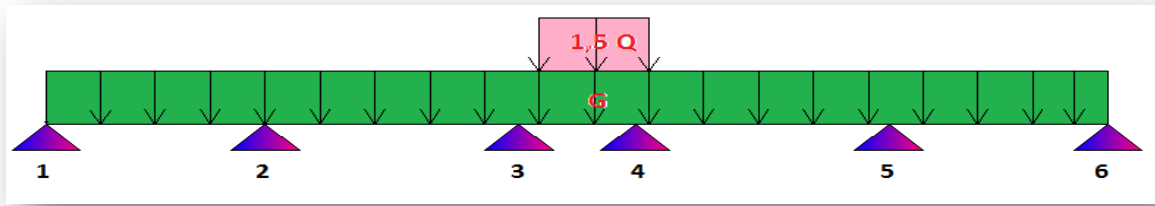
$$M_{3-4} = 3.452 - 4.062 \frac{x^2}{2} - 2.891$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_w = 3.452 \\ x = 1.7 \mid T_e = -3.452 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 4.062x - 3.452 \longrightarrow x = 0.849$$

$$M(0.849) = -1.424$$

➤ **4^{ème} type de chargement :**



Moment en appuis :

Appuis 01 : $M_1 = -0.2M_0$ $M_0 = 2.843 \times \frac{3.2^2}{8} = 3.639$

$M_1 = -0.727$

Appuis 02 : $M_2 = \frac{-2.843(3.2)^3 + 2.843(2.96)^3}{8.5(3.2+2.96)} = -3.187 \text{ KN.m}$

Appuis 03 : $M_3 = \frac{-2.843(2.96)^3 + 3.818(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.269 \text{ KN.m}$

Appuis 04 : $M_4 = \frac{-2.843(2.96)^3 + 3.818(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.269 \text{ KN.m}$

Moment en travée :

travée 1-2:

$M_x = +4.062 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 0.727 + \left(\frac{-3.187+0.727}{3.2}\right)x$

$M_x = 6.499x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 0.727 - 0.768x$

$M_x = 5.731x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 0.727$

$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 5.731 \\ x = 3.2 \mid Te = -7.267 \end{array} \right\}$

$T_x = 5.731 - 4.062x \longrightarrow X = 1.410$

$M_x(1.410) = 3.315 \text{ KN.m}$

$M_x = +4.062 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 4.062 \frac{x^2}{2} \cdot 3.187 + \frac{-2.269+3.187}{3.7}x$

$M_x = 7.514x - 4.062 \times \frac{x^2}{2} - 3.187 + 0.248x$

$M_x = 7.762x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 3.187$

$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 7.762 \\ x = 3.7 \mid Te = -7.267 \end{array} \right\}$

$T_x = -4.062x + 7.762 \longrightarrow X = 1.910$

$M_x(1.910) = 4.229$

$$M_x = 5.037 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 4.062 \times \frac{x^2}{2} - 2.269 + \frac{-2.269 + 2.269}{1.7}$$

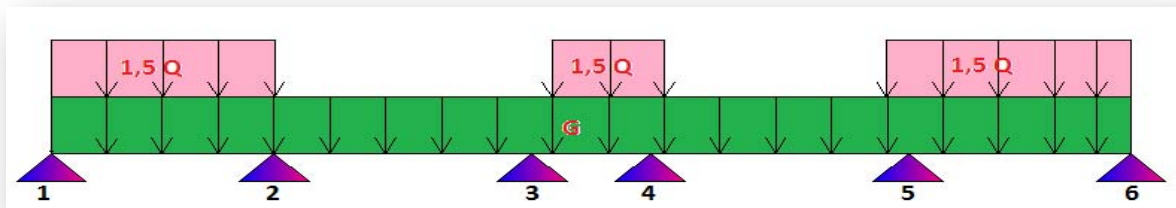
$$M_x = 4.281 - 5.037 \frac{x^2}{2} - 2.269$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_w = 4.281 \\ x = 1.7 \mid T_e = -4.281 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 5.037x - 4.281 \longrightarrow x = 0.849$$

$$M(0.849) = -0.449$$

➤ **5^{ème} type de chargement :**



Moment en appuis :

$$\text{Appuis 01 : } M_1 = -0.2M_0 \quad M_1 = 3.818 \times \frac{3.2^2}{8} = 4.887 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -0.977$$

$$\text{Appuis 02 : } M_2 = \frac{-3.818(3.2)^3 + 2.843(2.96)^3}{8.5(3.2 + 2.96)} = -3.797 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 03 : } M_3 = \frac{-2.843(2.96)^3 + 3.818(1.36)^3}{8.5(2.96 + 1.36)} = -2.269 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 04 : } M_4 = \frac{-2.843(2.96)^3 + 3.818(1.36)^3}{8.5(2.96 + 1.36)} = -2.269 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

travée 1-2:

$$M_x = +5.037 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977 + \left(\frac{-3.797 + 0.977}{3.2}\right)x$$

$$M_x = 8.059x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977 - 0.881x$$

$$M_x = 7.178x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_w = 7.178 \\ x = 3.2 \mid T_e = -8.940 \end{array} \right\}$$

$$T_x = -5.037x + 7.178 \longrightarrow X = 1.425$$

$$M_x(1.425) = 4.137$$

Travée 2-3 :

$$M_x = +4.062 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 4.062 \frac{x^2}{2} 3.797 + \frac{-2.269+3.797}{3.7} x$$

$$M_x = 7.514x - 4.062 \times \frac{x^2}{2} - 3.797 + 0.412 x$$

$$M_x = 7.926x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 3.797$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 7.926 \\ x = 3.7 \mid Te = -7.103 \end{array} \right\}$$

$$Tx = -4.062x + 7.926 \longrightarrow X = 1.951$$

$M_x(1.951) = 3.941$

Travée 3-4

$$M_x = 5.037 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 5.037 \times \frac{x^2}{2} - 2.249 + \frac{-2.269+2.269}{1.7}$$

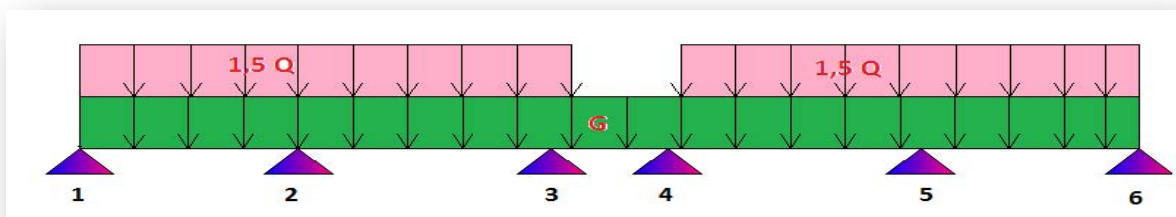
$$M_x = 4.281 - 5.037 \frac{x^2}{2} - 2.269$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 4.281 \\ x = 1.7 \mid Te = -4.281 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 5.037X - 4.281 \longrightarrow x = 0.849$$

$$M(0.849) = -0.449$$

➤ **6^{ème} type de chargement :**



Moment en appuis :

$$\text{Appuis 01 : } M1 = -0.2M_0 \longrightarrow M1 = 3.818 \times \frac{3.2^2}{8} = 4.887 \text{ KN.m}$$

$$M1 = -0.977$$

$$\text{Appuis 02 : } M2 = \frac{-3.818(3.2)^3 + 3.818(2.96)^3}{8.5(3.2+2.96)} = -4.280 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 03 : } M3 = \frac{-3.818(2.96)^3 + 2.843(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.891 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 04 : } M4 = \frac{-2.843(2.96)^3 + 3.818(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.891 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :**travée 1-2:**

$$M_x = +5.037 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977 + \left(\frac{-4.280+0.977}{3.2}\right)x$$

$$M_x = 8.059x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977 - 1.032x$$

$$M_x = 7.027x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 0.977$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 7.027 \\ x = 3.2 \mid Te = -9.091 \end{array} \right\}$$

$$Tx = -5.037 X + 7.027 \longrightarrow X = 1.395$$

$$M_x(1.395) = 3.924$$

$$M_x = +5.037 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 5.037 \frac{x^2}{2} \cdot 4.280 + \frac{-2.891+4.280}{3.7}x$$

$$M_x = 9.318x - 5.037 \times \frac{x^2}{2} - 4.280 + 0.375x$$

$$M_x = 9.693x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 4.280$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 9.693 \\ x = 3.7 \mid Te = -8.943 \end{array} \right\}$$

$$Tx = -5.037x + 9.693 \longrightarrow X = 1.924$$

$$M_{2-3}(1.924) = 5.046$$

Travée 3-4

$$M_x = 4.062 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 4.062 \times \frac{x^2}{2} - 2.891 + \frac{-2.891+2.891}{1.7}$$

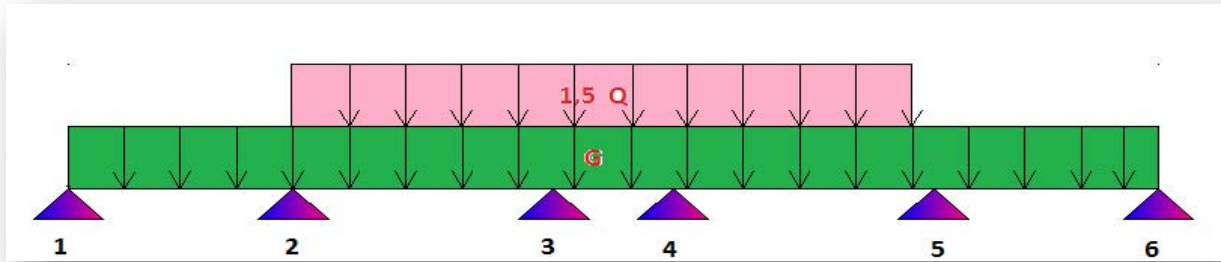
$$M_x = 3.452 - 4.062 \frac{x^2}{2} - 2.891$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 3.452 \\ x = 1.7 \mid Te = -3.452 \end{array} \right\}$$

$$Tx = 4.062X - 3.452 \longrightarrow x = 0.849$$

$$M(0.849) = -1.424$$

➤ 7^{ème} type de chargement :



Moment en appuis :

$$\text{Appuis 01 : } M_1 = -0.2M_0 \rightarrow M_1 = 2.843 \times \frac{3.2^2}{8} = 3.639 \text{ KN.m ; } M_1 = -0.727$$

$$\text{Appuis 02 : } M_2 = \frac{-2.843(3.2)^3 + 3.818(2.96)^3}{8.5(3.2+2.96)} = -3.670 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 03 : } M_3 = \frac{-3.818(2.96)^3 + 3.818(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.958 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 04 : } M_4 = \frac{-3.818(2.96)^3 + 3.818(1.36)^3}{8.5(2.96+1.36)} = -2.958 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

travée 1-2:

$$M_x = +4.062 \times \left(\frac{3.2}{2}\right)x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 0.727 + \left(\frac{-3.670+0.727}{3.2}\right)x$$

$$M_x = 6.499x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 0.727 - 1.919x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 5.579 \\ x = 3.2 \mid Te = -7.419 \end{array} \right\}$$

$$Tx = -4.062x + 5.579 \rightarrow X = 1.373$$

$$M_x(1.373) = 3.104$$

Travée 2-3 :

$$M_x = +5.037 \times \left(\frac{3.7}{2}\right)x - 5.037 \frac{x^2}{2} \cdot 3.670 + \frac{-2.958+3.670}{3.7}x$$

$$M_x = 9.318x - 5.037 \times \frac{x^2}{2} - 3.670 + 0.192x$$

$$M_{2-3} = 9.510x - 5.037 \frac{x^2}{2} - 3.670$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid Tw = 9.510 \\ x = 3.7 \mid Te = -9.126 \end{array} \right\}$$

$$Tx = -5.037x + 9.510 \rightarrow X = 1.888$$

$$M_x(1.888) = 4.945$$

Travée 3-4

$$M_x = 5.037 \times \left(\frac{1.7}{2}\right)x - 5.037 \times \frac{x^2}{2} - 2.958 + \frac{-2.958 + 2.958}{1.7}$$

$$M_x = 4.281 - 5.037 \frac{x^2}{2} - 2.958$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \mid T_w = 4.281 \\ x = 1.7 \mid T_e = -4.281 \end{array} \right\}$$

$$T_x = 5.037x - 4.281 \longrightarrow x = 0.849$$

$$M(0.849) = -1.138$$

3- Poutrelle :

Calcul du ferrailage de la poutrelle en T :

➤ A'ELU :

En travée :

$$M_{\mu} = 7.046 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} = b_0 h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \longrightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{0b \times \delta b} = \frac{0.85 \times 25000}{1 \times 1.5} = 14166.66$$

- $b_0 = 12 \text{ CM} = 0.12 \text{ M}$
- $h_0 = 4 \text{ CM} = 0.04 \text{ M}$
- $d = 1.18 \text{ M} = 0.18 \text{ M}$
- $b = 65 \text{ CM} = 0.65 \text{ M}$

$$M_{table} = 0.65 \times 0.04 \times 14166.66 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \longrightarrow \boxed{M_{table} = 58.933 \text{ KN.m}}$$

Si $M_T > 0$, La table est comprimée

Si $M_{table} > M_{travée}$ la table peut équilibrer le moment en travée

Alors l'axe neutre tombe dans la table de compression la calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$)

Calcul de la section d'armature en travée : a' ELU

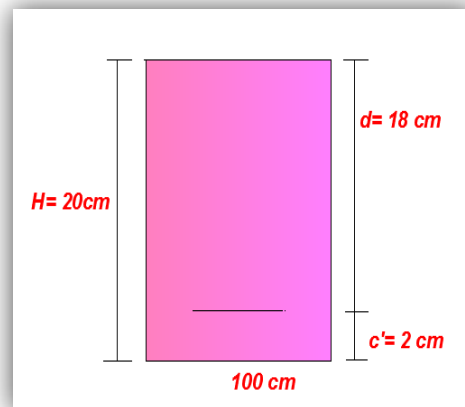
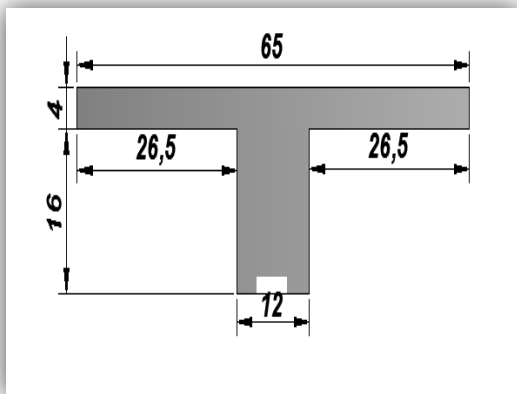


Figure 8 : dimensions de la poutrelle

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.50}{0.65 \times 0.18^2 \times 14166.66} = 0.021$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \delta s} = \frac{400000}{2.18^2 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3} = 1.73\% \quad ; \alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 100 \epsilon_{es}} = 0.669$$

$$u_R = 0.8\alpha R(1 - 0.4\alpha R) \quad u_R = 0.8 \times (0.669) \times (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.392$$

$$\mu < \mu_R \quad \mu = 0.023 < \mu_R = 0.392$$

c'est le domaine 1 ou 2 alors on n'a pas besoin d'armature comprimée $A's=0$

$$\mu < 0.186 \quad 0.023 < 0.186 \quad \text{C'est le domaine 1 .}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 347826.08 \text{ KN.m} \quad ;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023})$$

$$\alpha = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.03) = 0.988$$

$$A_s = \frac{Mu}{B.d.\sigma_s} = \frac{6.65}{0.996 \times 0.18 \times 347826.08} \quad ; A_s = 1.04 \text{ m}^2$$

Condition de non frigidité :

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{\min} \text{ alors on adopte } \boxed{2\text{HA}12} \quad \text{d'où } \boxed{A_s \text{ de } 2\text{HA}10 = 2,26 \text{ m}^2}$$

Vérification de la section d'armature a' ELS en travée : 2T12=2.26 cm²

la position de l'axe neutre

$$\frac{b_0 x^2}{2} - 15(d - x) \times 2.26 = 0 \quad \Leftrightarrow \frac{65x^2}{2} - 15(18 - x) \times 2.26 = 0$$

$$32.5x^2 - 33.9(18 - x) = 0 \quad \Leftrightarrow 32.5x^2 - 33.9x - 610.2 = 0 \quad \Leftrightarrow \Delta = b^2 - 4ac$$

$$= 33.9^2 - (4 \times 32.5 \times 610.2) = 1149.21 + 79326 = 80475.21 \quad \Leftrightarrow \frac{b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\sqrt{\Delta} = \frac{33.9 + 283.681}{2 \times 32.5} = 3.842 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15(x - d)^2 \times A_s = 65 \times \frac{3.842^3}{3} + 15(18 - 3.842)^2 \quad \longrightarrow I = 1228.75$$

$$I = 4235.48 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte du béton : Ms travée = 3.549

$$\sigma'_{bc} = 0.6f_c 28 = 0.6 - 25000 = 15000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{3.549 \times 3.842 \times 10^{-2}}{4235.48 \times 10^{-8}} = 3219.29 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \sigma_{bc} < \sigma'_{bc} \text{ Verifie}$$

Calcul de la contrainte d'acier :

$$\sigma'_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3} ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \text{ MPa}\right) \text{ Le live}$$

$$\sigma'_s = 202.000$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} (d - x) = \frac{15 \times 3.549}{4235.48 \times 10^{-8}} (18 - 3.842) \times 10^{-2} \quad \sigma_s = 177949.40 \text{ KN/m}$$

Calcul de la section d'armature a l'ELU en appuis :

$M_a = n < 0$ Alors la table est tendue

Elle se calcule comme une section rectangulaire

$$M_a = 5.395 \text{ KN.m}^2 \longrightarrow \mu = \frac{3.395}{(0.12) \times (0.18) \times 14166.66} = 0.097$$

$$\varepsilon_{es} = 1.73\%$$

$$\alpha_R = 0.669 \longrightarrow \mu < \mu_R \longrightarrow 0.097 < 0.392 \text{ Domaine 1 ou 2a } \mu_R = 0.392$$

$$\mu < 0.186 \longrightarrow \mu = 0.097 < 0.186 \text{ Domaine 1 Alors les A's armature comprime}=0$$

$$\varepsilon_s = 10\% \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 347826.08$$

$$\alpha_R = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \alpha_{RR} - 1.25(\sqrt{1 - 2 \times 0.097}) \longrightarrow \alpha_R = 0.128$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.128) = 0.948$$

$$A_s = \frac{M_u}{B.d.\sigma_s} = \frac{5.395}{0.948 \times 0.18 \times 347826.08} = 0.908 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.60 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.260 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_s > A_{min}$$

Alors on adopte **un 1 T12**

Calcul de ferrailage a ELS en Appuis :

$$1T12 = 1.13 \text{ m}^2$$

1- La position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 x^2}{2} - 15(d - x) \times A_s = 0, \quad \frac{12 x^2}{2} - 15(18 - x) \times 1.13 = 0, \quad 6x^2 - 305.1 + 16.95x = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (16.95)^2 - (4 \times 6 \times (-301.5)) = 287.30 + 7322.4 = 7609.7$$

$$\sqrt{\Delta} = 87.233 \longrightarrow \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{16.95 + 87.233}{2 \times 6} = 5.856 \text{ cm}^2$$

2- Le calcul moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15(x - d)^2 \times A_s = \frac{12 \times 5.85^3}{3} + 15(18 - 5.856)^2 \times 1.13 = 800.80 + 2499.73$$

$$I = 3300.55 \text{ cm}^4$$

3- Calcul de la contrainte :

$$M_s = 3.916$$

Calcul de la contrainte du béton : Se faut que $\sigma'_{bc} < \sigma_{bc}$

$$\sigma'_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25000 = 15000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{3.916 \times 5.856 \times 10^{-2}}{3300.53 \times 10^{-8}} = 6948.00 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition Verifie}$$

Calcul de la contrainte d'acier : Se faut que $\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$

$$\sigma'_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}; 110 \sqrt{n f_{tj}} \text{ MPa}\right) \text{ Le live}$$

$$\sigma'_s = 202.000$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} (d - x) = \frac{15 \times 3.916}{3300 \times 10^{-8}} (18 - 5.856) \times 10^{-2} \rightarrow \sigma_s = 216163.2 \text{ KN/m}$$

Alors $\sigma_s < \sigma'_s$ condition non vérifie

Avec un 1H12=1.13 cm² σ_{bc} Verifie et δ_s non verifie

Alors on calcul A_s a l'ELU dans le but de déterminé la section minimale d'acier nécessaire pour que cette condition soit vérifie $\sigma_s < \sigma'_s$

D'après le BAEL 91 :

$$A_s = \frac{bd a^2}{30(1-\alpha)} \text{ à l'elu (dans le cas ou } \sigma_{bc} \text{ verifie et } \sigma_s \text{ non verifie}$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240^\circ + \frac{\varphi}{3}\right) \rightarrow \lambda = 1 + \left(\frac{30M_{SER}}{bd^2 \delta_s}\right) = 1 + \left(\frac{30 \times 3.91}{0.12 \times 0.18^2 \times 202000}\right) = 1.149$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-(3/2)} \rightarrow \varphi = 35.806^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{1.149} \cos\left(240 + \frac{35.806}{3}\right) \rightarrow \alpha = 0.335$$

$$\text{Alors } A_s = \frac{0.12 \times 0.18 \times (0.335)^2}{30(1-0.335)} = 1.215 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.215 \text{ cm}^4$$

Alors $A_{s \text{ els}} > A_s$ de 2T12 Dans le cas on adopte un 1H14=1.54 cm²

La position de l'axe neutre

$$= 0.335 \times 18 = 6.03 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15(x-d)^2 \times A_s = \frac{12 \times 6.03^3}{3} + 15(18 - 6.03)^2 \times 1.54 = 877.024 + 3309.78$$

$$I = 4186.81 \text{ cm}^4$$

Vérification de σ_{bc} : béton

$$\sigma'_{bc} = 15000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.916 \times 6.03 \times 10^{-2}}{4186.81 \times 10^{-8}} = 5639.91 \quad \sigma_{bc} < \sigma'_{bc} \text{ Verifie}$$

Vérification de σ_s contrainte d'acier : $\sigma_s < \sigma'_s$

$$\sigma'_s = 202.000$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times Ms}{I} (d - x) = \frac{15 \times 3.916}{4186.81 \times 10^{-8}} (18 - 6.03) \times 10^{-2} \quad \sigma_s = 167936.40 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_s < \sigma'_s$ vérifié

➤ **Armature transversale :**

1- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{12.234}{(12 \times 18) \times 10^{-2}} = 566.38 \text{ KN/m}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\delta b}, 4000 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25000}{\delta b}, 4000 \text{ KN/m}^2 \right\} \longrightarrow \tau_{lim} = 2500 \text{ KN}$$

Alors $\tau_u < \tau_u \text{ lim}$ condition vérifiée

2- Vérification du diamètre :

$$\varphi_t < \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_{1 \text{ MIN}}, \frac{b_0}{10} \right) \longrightarrow = \left(\frac{20}{35}, 10, \frac{12}{10} \right) \quad \varphi_t < \min(0.57) \text{ N'as pas vérifié}$$

On adopte un cadre de 2 $\varphi 8 = 1.00 \text{ cm}^2 = \varphi_t$

3- écartement :

$$ST \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = (0.9, 18, 40 \text{ cm}) = \min(16, 2, 40 \text{ cm})$$

$$ST_1 = 16, 2 \text{ cm}$$

$$ST_2 = \frac{AT \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm} \quad ST_2 \leq 47.5 \text{ cm} \text{ donc } ST = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

il faut $T_u \leq V_u$

$$V_u \leq 0.267 \times a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 (0.9 \times 18) \times 25000 = 129.762 \quad a = 0.9d$$

$$T_u \leq V_u \text{ vérifié} \longrightarrow 12.234 \leq 129.762$$

• **Vérification de la flèche : pour la poutrelle**

Selon le BAEL 91 modifié 99/B.6.5.2 p 155 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4} = 0,054 < 0,06 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \Rightarrow 0,044 < \frac{6.50}{10 \times 8.23} = 0,078 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.25 \cdot 10^{-4}}{0.12 \cdot 0.18} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0,010 \leq 0,010 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire

➤ **Calcul de la flèche :** Selon le BAEL 91 modifié 99/B.6.5.2 :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f = f_{Gv} - f_{GI} + f_{Qi}$$

➤ **Calcul des moment sous G et Q :**

M_{SG} :

$$M_1 = -0.727 \text{ Kn.m}$$

$$M_2 = -3.187 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = -2.20 \text{ kn.m}$$

$$M_{2-3} = M(x) = 7.519x - 4.062 \frac{x^2}{2} - 3.070$$

$$X = 1.946, \quad Tx = 7.905 - 4.062x$$

$$M(1.946) = 3.27 \quad \text{donc } M_{SG} = 3.27 \text{ kn.m}$$

M_{SQ} :

$$M_1 = -0.249 \text{ Kn.m}$$

$$M_2 = -1.09 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = -0.75 \text{ kn.m}$$

$$M_{2-3} = M(x) = 1.88x - 0.9752 \frac{x^2}{2} - 1.09$$

$$X = 1.928, \quad Tx = 1.88 - 0.9752x$$

$$M(1.928) = 0.72 \quad \text{donc } M_{Sq} = 0.72 \text{ kn.}$$

✚ **Calcul de moment d'inertie de la section homogénéisée (I_0)**

$$I_0 = bx^3/3 + b(h_0 - x)^3/3 + b_0(h - h_0)^3/12 + b(h - h_0)\{(h - h_0)/2 + h_0 - x\}^2$$

$$I_0 = 65 \cdot 3.84^3/3 + 65(4 - 3.84)^3/3 + 12(20 - 4^3)/12 + 65(20 - 4)\{(20 - 4)/2 + 4 - 3.84\}^2$$

$$I_0 = 74571.02 \text{ cm}^4$$

✚ **Calculs des contraintes :**

$$\sigma_{SG} = \frac{15 M_{SG} (d - x_1)}{I} = \frac{15 \cdot 0.327 \cdot 10^5 (18 - 3.84)}{4324.48} ; \quad \sigma_{SG} = 1605.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{SQ} = \frac{15 M_{SQ} (d - x_1)}{I} = \frac{15 \cdot 0.722 \cdot 10^5 (18 - 3.84)}{4324.48} ; \quad \sigma_{SQ} = 354.53 \text{ Mpa}$$

✚ détermination de différents paramètres :

3-1/

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{2.26}{12.18} ; \quad \rho = 1.04 \text{ ‰}$$

3-2/

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \cdot 12}{65}\right) \cdot 4,34} ; \quad \lambda_i = 4,038 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} ; \quad E_i = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 2/3 \lambda_i = 0.66 \times 4,038 ; \quad \lambda_v = 2.692 \text{ MPa}$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 37000 \sqrt[3]{25} ; \quad E_v = 10721 \text{ MPa}$$

3-3/Calcul de μ :

$$\mu_G = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 1.04\% \times 1605.71 + 2,1} ; \quad \mu_G = 0,947$$

$$\mu_Q = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sQ} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 1.04\% \times 354.53 + 2,1} ; \quad \mu_Q = 0,783$$

✚ détermination de la flèche initiale :

$$I_{fGi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu_G} = \frac{1,1 \times 74571.02}{1 + (4.038 \times 0.947)} ; \quad f_{Gi} = 17004.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{fGv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \mu_G} = \frac{1,1 \times 74571.02}{1 + (2.692 \times 0.947)} ; \quad f_{Gv} = 23110.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fQi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu_Q} = \frac{1,1 \times 54336.92}{1 + (4.038 \times 0.783)} ; \quad f_{Qi} = 19709.98 \text{ cm}^4$$

✚ Calcul de la flèche :

$$f_{Gv} = \frac{M_{sG} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fGv}} = \frac{0.327 \times 10^5 \times 370^2}{10 \times 107210 \times 13110.91} ; \quad f_{Gv} = 0.180 \text{ cm}$$

$$f_{Gi} = \frac{M_{sG} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fGi}} = \frac{0.325 \times 10^5 \times 370^2}{10 \times 321640 \times 117004.22} ; \quad f_{Gi} = 0.0818 \text{ cm}$$

$$f_{Qi} = \frac{M_{sQ} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fQi}} = \frac{0.327 \times 10^5 \times 370^2}{10 \times 107210 \times 19709.98} ; \quad f_{Qi} = 0.015 \text{ cm}$$

✚ Calcul de la flèche totale :

$$f = f_{Gv} - f_{Gi} - f_{Qi} = 0.180 - 0.0818 + 0.015 ; \quad f = 0,113 \text{ cm}$$

✚ Calcul de la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0,740$$

$f = 0,113 \text{ cm} < f_{adm} = 0,740 \text{ cm}$ alors la flèche est vérifiée

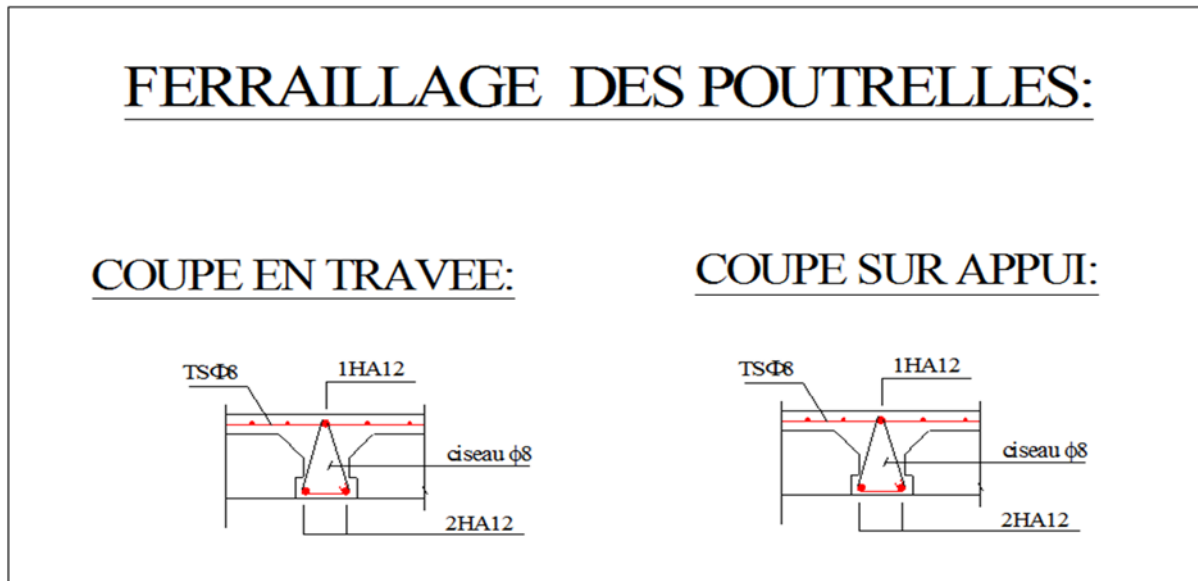


Figure9 : Ferrailage de la poutrelle

5-2-4 Calcul de la dalle de RDC (dalle pleine) :**1- Predimensionnement de la dalle :****Dalle pleine sur 4 coté :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$$

$$\rho = \frac{3.2}{3.7} = 0.86 > 0.4 \rightarrow 2 \text{ sens}$$

Dalle portante sur 2 sens :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\frac{320}{45} \leq e \leq \frac{320}{40} \rightarrow 7.11 \leq e \leq 8$$

On a dopté e=15cm

Alors : $\rho = 0.86$

donc : $ELU: v = 0$; $\mu_x = 0.0496$; $\mu_y = 0.7052$

Pour RDC : Q=3.5 G=5.86

2/Les moment de la la dalle a l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.161 \text{Kn/m}^2$$

Sens X

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{ox} = 0.0496 \times 13.161 \times (3.2)^2 = 6.684 \text{Kn.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 6.684 = 5,013 \text{Kn.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 \times M_{ox}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times 6.684 = -3,342 \text{Kn.m}$$

Sens y

$$M_{oy} = 0.7052 \times 6.684 = 4,713 \text{Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy}$$

$$M_{oy} = 0.75 \times 4,713 = 3,534 \text{Kn.m}$$

$$M_{tx} = -0.5 \times M_{oy}$$

$$M_{ty} = -0.5 \times 4,713 = -2,356 \text{Kn.m}$$

<u>Sens x</u>	<u>Sens y</u>
$M_{tx} = 0.75M_{ox} = 5.013$	$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 3.534$
$M_{ax} = -0.5M_{ox} = -3.342$	$M_{ay} = -0.5M_{oy} = -2.356$

Tableau 1 :Moment de la dalle pleine RDC a L'ELU

3/Calcul de l'effort tranchant :

$$T_x = q \frac{l_x}{2+\rho} = 13.161 \frac{3.2}{2+0.86} = 14.725Kn$$

$$T_y = q \frac{l_x}{3} = 13.161 \frac{3.2}{3} = 14.03$$

4/Les Moment de la dalle a l'ELS

$$ELS \rightarrow v = 0.20 ; \mu_x = 0.0566 ; \mu_y = 0.7933$$

$$q_s = G + Q = 5.86 + 3.5 = 9.36Kn/m^2$$

Sens x

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{ox} = 0.0566 \times 9.36 \times (3.2)^2 = 5.424 Kn.m$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 5.424 = 4.068 Kn.m$$

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{ox} = -0.50 \times 5.424 = -2.712 Kn.m$$

Sens y

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0.7933 \times 5.424 = 4,302 Kn.m$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{ty}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 4,302 = 3.22 Kn.m$$

$$M_{tx} = -0,5 \times M_{oy}$$

$$M_{ty} = -0.5 \times 4,302 = -2,151 Kn.m$$

<u>Sens x</u>	<u>Sens y</u>
$M_{tx} = 0.75M_{ox} = 4.068 kn.m$	$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 3.226 kn.m$
$M_{ax} = -0.5M_{ox} = -2.712 kn.m$	$M_{ay} = -0.5M_{oy} = -2.151kn.m$

Tableau 2 :Moment de la dalle pleine RDC a L'ELU

2- Ferraillage de la dalle pleine (section rectangulaire): pour RDC

E.L.U :

Conversion des unités :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} = 25000 \text{ kn/m}^2$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ kn/m}^2$$

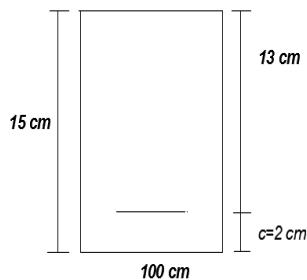
$$E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 2 \times 10^8 \text{ kn}$$

$$f_{t28} = 2.1$$

$$\gamma_s \rightarrow ELU \rightarrow 1.15$$

$$\gamma_b \rightarrow ELU \rightarrow 1.5$$

$$b=100 \quad h=15 \quad d=13 \text{ cm}$$



Le sens x :

$$M_{tx} = 5.013 \quad M_{ax} = -3.342$$

a- Ferraillage En Travée :

$$M_{tx} = 5.013 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{5.013}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 0.020$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \quad 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.673) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.020)}) = 0.026$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.026 = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{5.013}{0.989 * 0.13 * 347826.08} = 0.000112 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.12 \text{ cm}^2$$

b- Ferrailage En Appui :

$$M_{ax} = -3.342 \text{ kn. m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{3.342}{1 * 0.13^2 * 14166.66} = 0.0139$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.668 * (1 - 4 * 0.668) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.0139)}) = 0.0187$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0187 = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{3.342}{0.992 * 0.13 * 347826.08} = 0.0000744 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.74 \text{ cm}^2$$

Le sens y :

$$M_{ty} = 3.534 \quad M_{ay} = -2.356$$

E.L.U :

a- Ferrailage En Travée :

$$M_{ty} = 3.534 \text{ kn. m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{3.534}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 0.014$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \quad 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.668 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.014)}) = 0.018$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.018 = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.534}{0.992 \cdot 0.13 \cdot 347826.08} = 0.0000787 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.78 \text{ cm}^2$$

b- ferrailage En Appui :

$$M_{ay} = 2.356 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{32.356}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 0.0098$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.668 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.0098)}) = 0.0125$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.0125 = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.356}{0.995 \cdot 0.13 \cdot 347826.08} = 0.0000523 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.523 \text{ cm}^2$$

c- condition de Non Fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T10** $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ En travée et en appuis .

3 – Verification de la section du ferrillage A' E. L. S :

En travée :

On a adopter **5T10** $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

3-1 Position de l'axe neutre (x) :

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \cdot 3.93 \cdot (13 - X) = 0$$

$$50X^2 - 58.95(13 - X) = 0 \Rightarrow 50X^2 - 766.35 + 58.95X = 0$$

$$\Delta = (58.95)^2 - 4(50) \cdot (-766.35) = 156745.10 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 395.91 \quad x1$$

$$X2 = (-58.95 + 395.91)/100 = 3.36 \text{ cm}$$

$$X = X2 = 3.36 \text{ cm}$$

3-2 Moment d'inertie (I) :

$$I = (bX^3/3) + 15A_s(d - X)^2$$

$$I = (100 \cdot (3.36)^3 / 3) + 15 \cdot 3.93 \cdot (13 - 3.36)^2 = 6742.62 \text{ cm}^4$$

3-3 Vérification de la contrainte du béton :

il faut que : $\bar{\sigma}_b < \sigma_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25000 = 15000 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \cdot x}{I} \right) \Rightarrow 4.068 \times 336 \cdot 10^{-2} / 6742.62 \cdot 10^{-8} = 2027.17 \text{ condition vérifiée}$$

3-4 Vérification de la contrainte d'acier :

Il faut que $\sigma_s < \sigma_s$

$$\text{La fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \eta = 1.6 \text{ (HA)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa})$$

$$\sigma_s \rightarrow 202000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} / I \times (d - x)$$

$$\sigma_s = 15 \times 4,068 / 6742.62 \cdot 10^{-8} (13 - 3.36) 10^{-2} = \mathbf{87240.98}$$

$$\text{Espacement } s_t = \frac{100 - 1.5}{4} = \mathbf{23.5cm \approx 20cm}$$

En appuis :

On adopter **5T10** $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

1- position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \cdot 5.65(13 - X) = 0$$

$$X = X_2 = \mathbf{3.36 \text{ cm}}$$

2- Moment d'inertie (I) :

$$I = (bX^3/3) + 15A_s(d - X)^2.$$

$$I = \mathbf{6113.80 \text{ kn/m}^2}$$

3- Vérification de la contrainte du béton :

Il faut que $\sigma_b < \sigma_b'$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25000 = 15000 \text{ kn/m}^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \times x}{I} \right) \Rightarrow 2,712 \times 3.36 \cdot 10^{-2} / 6113,82 \cdot 10^{-8} = 1490.44 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4- Vérification de la contrainte d'acier :

Il faut que $\sigma_s < \sigma_s'$

$$\text{La fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ (HA)}$$

$$\sigma_s' \rightarrow 202000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} / I \times (d - x)$$

$$\sigma_s = 15 \times 2,712 / 6113.82 \cdot 10^{-8} (13 - 3.36) 10^{-2} = \mathbf{64142.41} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Espacement } s_t = \frac{100 - 1.2(5)}{4} = \mathbf{23.5cm \approx 20cm}$$

Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

I- Les Escaliers :

1- Définition :

L'**escalier** est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant. L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron $2h + g = p$ / p : l'amplitude du pas. un escalier peut être en pierre, en bois, en métal, en béton, en verre ou en plâtre.

Les escaliers constituant notre hôtel sont en béton arme coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

2- Terminologie :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

l1 : longueur de la paillasse projetée

l2 : largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers

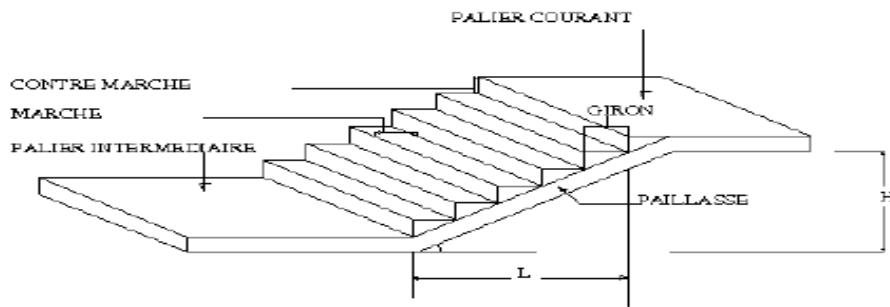


Figure1 :vue d'un escalier

➤ **pré dimensionnement de l'escalier :**

Pour les dimensions des marches (g) et le contre marche (h), on utilise la formule de Blondel qui correspond : **$59 \leq g+2h \leq 66$**

h : le plus courant varie entre 14à20cm

g : le plus courant varie entre 22à32cm.

H : la hauteur de volée.

n : nombre des marches.

n-1 :nombre de contre marches

L :projection horizontale de la longueur de la volé

- **On fixe une valeur (h)et on détermine le nombre de contre marche :**

$n = H / h$,

H :La hauteur d'étage/2= (3.24/2) = 162 cm)m donc la hauteur de la volée est : **H=162cm**

En prend **h = 18 cm et g = 30 cm**

*Le nombre de contre marche sera : **n**, **$n=162 / 18=9$** contre marche par un volé .On prend **n=9** marche pour une volée et **n' = n-1= 9-1=8** contre marches .

$L1 = (n-1)g = (9-1)30 = 240\text{cm}$ vérifié

- **Vérification de la formule de blondel :**

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

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

⇒ La relation est vérifiée.

D'après l'architecture : **L1=160cm ; L2= 240cm**

Donc L=L1+L2 + =400cm

*Chois de l'épaisseur de la paillasse **L=400cm**

$L/30 \leq e \leq L/20$, $400/30 \leq e \leq 400/20$, $13,33 \leq e \leq 20$

On prend l'épaisseur de la paillasse **e=15cm**

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \eta / \gamma = 18/30 = 0,60$$

$$\alpha = 30,96$$

▪ **Vérification de l'épaisseur de la paillasse :**

$$A : L' = 2,89\text{m} \quad L' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{1,62^2 + 2,40^2} = 2,89 \text{ m}$$

$$L/35 \leq e \leq L/30$$

$$8,25 \leq e \leq 9,63$$

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

du palier = 15 cm (c'est la même de la paillasse)

Dans ce projet il ya deux type d'escalier:

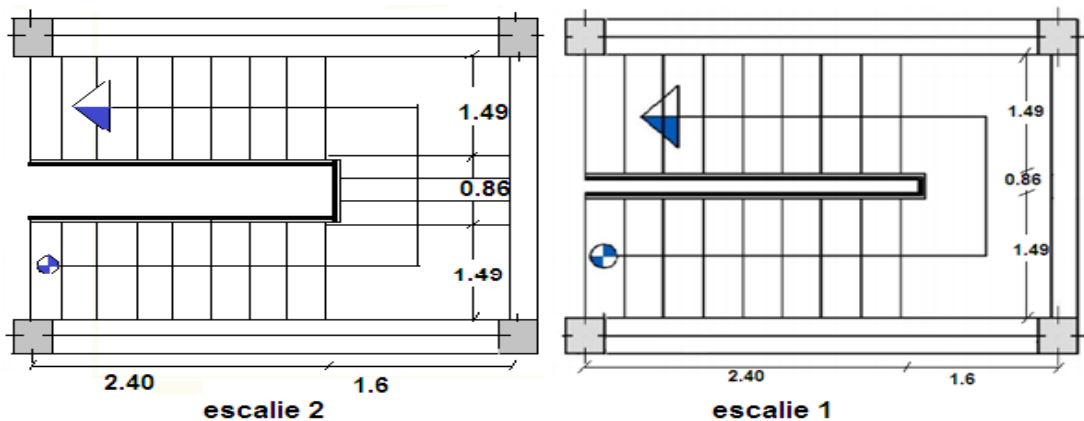


Figure 2:vue en plans d'un escalier

Etude du premier type d'escalier (escalier de volée droite) :

3- Evaluation des charges :

$$Q_{1G} = \text{paillasse} = 744.234\text{kg/ml} = 744\text{kn/m}^2$$

$$Q_{1q} = \text{paillasse} = 250\text{kg/ml} = 2.5\text{kn/m}^2$$

$$Q_{2G} = \text{paliers} = 511\text{kg/ml} = 5.11\text{kn/m}^2$$

$$Q_{2q} = \text{paliers} = 250\text{kg/ml} = 2.5\text{kn/m}^2$$

$$q_G = \max(Q_{1G}, Q_{1G}) = 7.44\text{kn/m}^2$$

$$q_Q = 2.5\text{kn/m}^2$$

$$L = l_1 + l_2 = 2.4 + 1.6 = 4\text{m}$$

4- Calcul des sollicitations:

Sous G :

$$M_{oG} = q_G \frac{l^2}{8} = 7.44 \frac{4^2}{8} = 14.88\text{kn/m}^2$$

$$M_{tG} = 0.8M_{oG} = 11.904\text{kn/m}^2$$

$$M_{aG} = -0.4M_{og} = -5.952kn/m^2$$

$$T_G = q_G \frac{L}{2} = 7.44 \frac{4}{2} = 14.88kn.m$$

Sous Q:

$$M_{oq} = q_Q \frac{l^2}{8} = 2.5 \frac{4^2}{8} = 5 kn/m^2$$

$$M_{tq} = 0.8M_{og} = 4kn/m^2$$

$$M_{aq} = -0.4M_{og} = -2kn/m^2$$

$$T_q = q_Q \frac{L}{2} = 2.54 \frac{4}{2} = 5kn.m$$

ELU : Mu = 1.35G+1.5Q

$$M_t = 1.35(11.90) + 1.5(4) = 22.065kn.m$$

$$M_a = -(1.35(5.952) + 1.5(2)) = -11.035kn.m$$

$$T = 1.35(14.88) + 1.5(5) = 27.588kn.m$$

ELS : Ms = G+Q

$$M_t = 11.90 + 4 = 15.9kn.m$$

$$M_a = 5.952 + 2 = 7.652kn.m$$

Schéma statique :

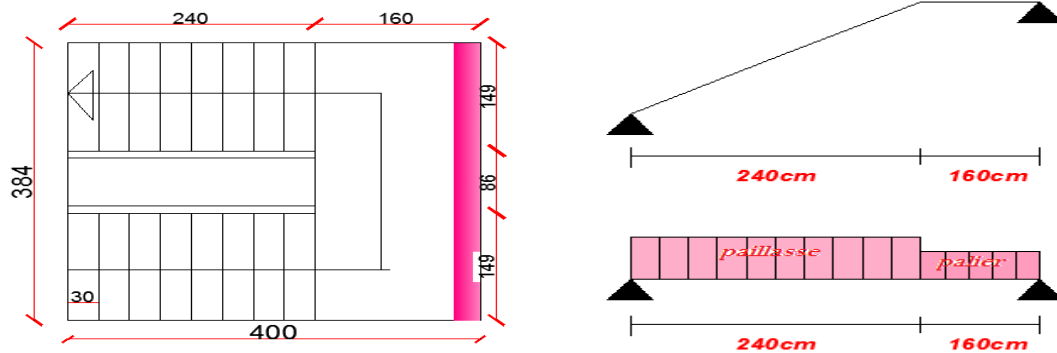
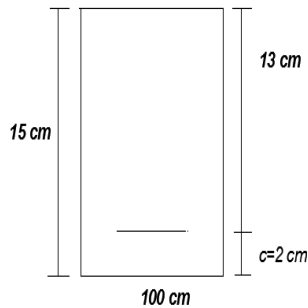


Figure 3 :schéma statique de l'escalier 1

5- ferrailage de la pailleasse : pour le 1^{er} type d'escalier :

On la suppose comme une dalle pleine (section rectacgulaire) le calcul se fais la flexion simple : **e=15** **b=100cm** **h=15cm**



5-1 Ferrailage En Travée :

$M_t = 22.065 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{22.065}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 0.092$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \quad 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.668 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.391$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.092)}) = 0.120$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine 1

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.120 = 0.952$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.065}{0.952 \cdot 0.13 \cdot 347826.08} = 0.000512 \text{ m}^2$$

$$A_s = 5.12 \text{ cm}^2$$

5-2 Ferrailage En Appui :

$M_{ay} = 11.035 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{11.035}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 0.046$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5+1000\varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5+1000*0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.668 * (1 - 4 * 0.668) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A_s' = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.046)}) = 0.0588$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08 \text{ kn/m}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0588 = 0.977$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{11.035}{0.977 * 0.13 * 347826.08} = 0.000249 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2.49 \text{ cm}^2$$

5-3 Condition De Non Fragilité :

En travée :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A = 5.12 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 As = 5.65

En appui :

$$A \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A = 2.49 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 As = 3.93

6- Vérification de la section du ferrailage a L'ELS

En travée :

On a adopter 5T12 As=5.65

6-1-la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 * 5,65(13 - X) = 0$$

$$50X^2 - 84.75(13 - X) = 0 \Rightarrow 50X^2 - 1101.75 + 84.75X = 0$$

$$\Delta = (84.75)^2 - 4(50).(-1101.75) = 227532.56 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 477.00$$

$$X1 = (-84.75 - 477.0)/100 = -4,04. \text{ cm}$$

$$X2 = (-84.75 + 477.00)/100 = 3.922 \text{ cm}$$

$$\mathbf{X = X2 = 3.922 \text{ cm}}$$

6-1-2-Le moment d'inertie

$$I = \left(\frac{bX^3}{3}\right) + 15As(d - X)^2.$$

$$I = \left(100 \cdot \frac{(3.922)^3}{3}\right) + 15 \cdot 5.65(13 - 3.922)^2 = \mathbf{8995.2cm^4}$$

6-1-3 Vérification de la contrainte du béton :

Il faut que $\sigma_b < \sigma_b'$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \times 25000 = \mathbf{15000kn/m^2}.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser \times x}}{I}\right) \Rightarrow 15.9 \times 3.922 \cdot 10^{-2} / 8995.20 \cdot 10^{-8} = \mathbf{6932.56kn/m^2} \dots \dots \dots cv$$

$\sigma_b < \sigma_b'$ la condition est vérifié

6-1-4 La vérification de la contrainte d'acier σ_s : n'est pas nécessaire car la fissuration est peu nuisible .

L'Espacement $st = 100 - \frac{1.2(5)}{4} = 23.5cm \approx 20cm$

En appuis :

On a adopter **5T10** $As=3.93cm^2$

6-2 -1 position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2X^2} - 15As(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \cdot 5.65(13 - X) = 0$$

$$\mathbf{X = X^2 = 3.36 cm}$$

6-2 -2 Moment d'inertie (I) :

$$I = (bX^3/3) + 15As(d - X)^2.$$

$$\mathbf{I = 6742.63kn/m^2}$$

6-2 -3 Vérification de la contrainte du béton :

Il faut que $\sigma_b < \sigma_b'$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \times 25000 = \mathbf{15000kn/m^2}.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser \times x}}{I}\right) \Rightarrow 7.952 \times 3.36 \cdot 10^{-2} / 6742.63 \cdot 10^{-8} = \mathbf{3962.65}$$

$\sigma_b < \sigma_b'$ la condition est vérifié

Espacement $st = 100 - \frac{1 \cdot (5)}{4} = 23.75cm \approx 20cm$

6-2 -4 La vérification de la contrainte d'acier

σ_s : n'est pas nécessaire car la fissuration est peu nuisible

7- Armature transversal des espaliers :**7-1 Vérification des contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{27.58}{1 \times 0.13} = 212.15 \text{kn/m}^2$$

$$\tau_{adm} = \min(0.2 \times f_{c28}, 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_{adm} = \min(0.2 \times 25000, 5000)$$

$$\tau_{adm} = 5000$$

$$\tau_u = 212.15 < \tau_{adm} = 5000$$

7-2 Armature de répartition :

$$\text{En travée : } A_{rep} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\text{Alors on adopte } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{rep} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2$$

$$\text{Alors on adopte } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$$

7-3 Contrainte de compression dans la bielle :

$$T_u = 27.58 \text{kn/m}^2 \quad a = 0.9d = \begin{cases} d = 13 \text{cm}^2 \rightarrow 0.13 \text{m} \\ a = 0.117 \text{m} \end{cases}$$

$$T_{adm} = \left(0.4 \times \frac{f_{cj}}{\delta_b}\right) \times b \times a = 0.4 \times \frac{400.10^3}{1.5} \times 1 \times 0.117 = 12480 \text{kn/m}^2$$

$$T_u = 27.58 \ll T_{adm} = 12480 \text{kn/m}^2$$

8- Le deuxième type d'escalier (escalier orthogonal):**8-1 Evaluation des charges :**

$$Q_{1G} = \text{paillasse} = 744.234 \text{kg/ml} = 7.44 \text{kn/m}^2$$

$$Q_{1q} = \text{paillasse} = 250 \text{kg/ml} = 2.5 \text{kn/m}^2$$

$$Q_{2G} = \text{palier} = 511 \text{kg/ml} = 5.11 \text{kn/m}^2$$

$$Q_{2q} = \text{palier} = 250 \text{kg/ml} = 2.5 \text{kn/m}^2$$

$$q_G = \max(Q_{1G}, Q_{2G}) = 7.44 \text{kn/m}^2$$

$$q_Q = 2.5 \text{kn/m}^2$$

$$L = l_1 + l_2 + l_3 = 1.49 + 0.86 + 1.49 = 3.84 \text{m}$$

8-2 Calcul des sollicitations:**Sous G :**

$$M_{og} = q_G \frac{l^2}{8} = 7.44 \frac{3.84^2}{8} = 13.71 \text{kn/m}^2$$

$$M_{tG} = 0.8M_{og} = 10.970kn/m^2$$

$$M_{aG} = -0.4M_{og} = -5.484kn/m^2$$

$$T_G = q_G \frac{L}{2} = 7.44 \frac{3.84}{2} = 14.28kn.m$$

Sous Q:

$$M_{oq} = q_Q \frac{l^2}{8} = 2.5 \frac{3.84^2}{8} = 4.60kn/m^2$$

$$M_{tq} = 0.8M_{og} = 3.68kn/m^2$$

$$M_{aq} = -0.4M_{og} = -1.84kn/m^2$$

$$T_q = q_Q \frac{L}{2} = 2.54 \frac{3.84}{2} = 4.8kn.m$$

ELU : Mu = 1.35G+1.5Q

$$M_t = 1.35(10.970) + 1.5(3.68) = 20.32kn.m$$

$$M_a = -(1.35(5.484) + 1.5(1.84)) = -10.163kn.m$$

$$T = 1.35(14.28) + 1.5(4.8) = 26.478kn.m$$

ELS : Ms = G+Q

$$M_t = 10.970 + 3.68 = 14.65kn.m$$

$$M_a = 5.844 + 1.84 = 7.684kn.m$$

Schéma statique

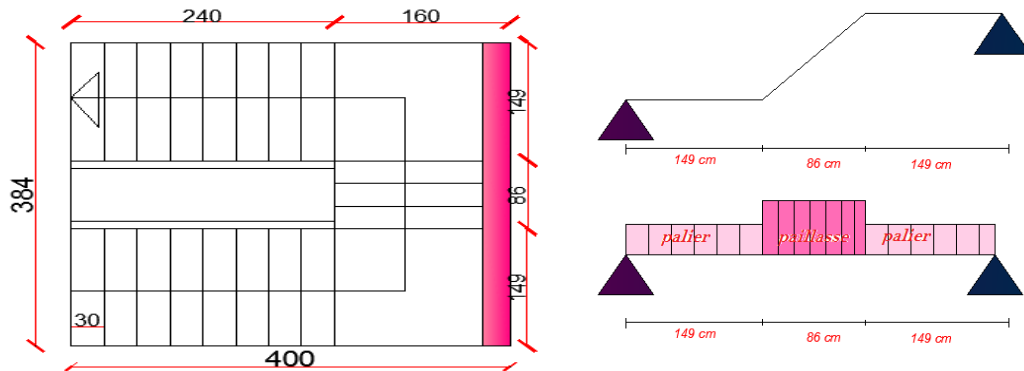
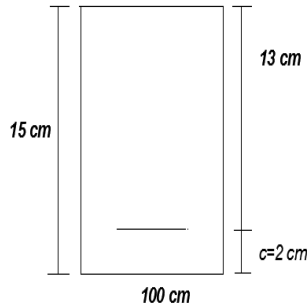


Figure 4 :schéma statique de l'escalier 2

8-3 Ferrailage de la paillasse pour le deuxième type d'escalier :

On la suppose comme une dalle pleine (section rectangulaire) le calcul se fait la flexion simple : **e=15** **b=100cm** **h=15cm**



8-3-1 :Ferrailage en travée :

$M_t = 20.32kn.m$

$$\mu = \frac{M_t}{b*d^2*f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85*f_{c28}}{\theta_b*\gamma_b} = \frac{0.85*25000}{1*1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{20.32}{1*0.13^2*14166.66} = 0.084$$

$$\epsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s*\gamma_s} = \frac{400000}{2*10^8*1.15} = 0.00173 \quad 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5+1000\epsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5+1000*0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.668 * (1 - 0.4 * 0.668) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.084)}) = 0.109$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine1}$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08 \text{ kn/m}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.109 = 0.956$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta*d*\sigma_s} = \frac{20.32}{0.956*0.13*347826.08} = 0.000470 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4.70 \text{ cm}^2$$

8-3-2 :Ferrailage en appuis :

$M_{ay} = 10.163kn.m$

$$\mu = \frac{M_t}{b*d^2*f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{10.163}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 0.042$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.668 \cdot (1 - 4 \cdot 0.668) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A_s' = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.042)}) = 0.053$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08 \text{ kn/m}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.053 = 0.978$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.163}{0.978 \cdot 0.13 \cdot 347826.08} = 0.000229 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2.29 \text{ cm}^2$$

8-3-3 Condition De Non Fragilité :

En travée :

$$A \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 5T12 \quad A_s = 5.65$$

En appui :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 5HA10 \quad A_s = 3.93$$

8-4 Vérification de la section du ferrailage a L'ELS :

En travée :

$$\text{On adopter } 5HA12 \quad A_s = 5.65$$

8-4-1 :La position d e l'axe neutre

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \times 5,65(13 - X) = 0$$

$$50X^2 - 84.75(13 - X) = 0 \Rightarrow 50X^2 - 1101.75 + 84.75X = 0$$

$$\Delta = (84.75)^2 - 4(50) \cdot (-1101.75) = 227532.56 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 477.00$$

$$X1 = (-84.75 - 477.0)/100 = -4,04. \text{ cm}$$

$$X_2 = (-84.75 + 477.00)/100 = 3.922\text{cm}$$

$$X = X_2 = 3.922\text{ cm}$$

8-4-2 calcul du moment d'inertie

$$I = \left(\frac{bX^3}{3}\right) + 15A_s(d - X)^2.$$

$$I = (100 \cdot \frac{(3.922)^3}{3}) + 15 \cdot 5.65(13 - 3.922)^2 = 8995.2\text{cm}^4$$

8-4-3 Vérification de la contrainte du béton :

Il faut que $\sigma_b < \sigma_{b'}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25000 = 15000\text{kn/m}^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \times x}{I}\right) \Rightarrow 14.65 \times 3.922 \cdot 10^{-2} / 8995.20 \cdot 10^{-8} = 6387.69\text{kn/m}^2 \dots \dots \dots cv$$

$$\text{Espacement } s_t = 100 - \frac{1.2(5)}{4} = 23.5\text{cm} \approx 20\text{cm}$$

En appuis :

On adopter 5T10 $A_s=3.93\text{cm}^2$

1/ position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \cdot 5.65(13 - X) = 0$$

$$X = X_2 = 3.36\text{ cm}$$

2/Moment d'inertie (I) :

$$I = (bX^3/3) + 15A_s(d - X)^2.$$

$$I = 6742.63\text{kn/cm}^4$$

3/Vérification de la contrainte du béton :

Il faut que $\sigma_b < \sigma_{b'}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25000 = 15000\text{kn/m}^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \times x}{I}\right) \Rightarrow 7.684 \times \frac{3.36 \cdot 10^{-2}}{6742.6310^{-8}} = 3829.11\text{kn/m}^2$$

$$\text{Espacement } s_t = 100 - \frac{1 \cdot (5)}{4} = 23.75\text{cm} \approx 20\text{cm}$$

9- Armature transversal des espaliers:

Vérification des contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{27.58}{1 \times 0.13} = 212.15\text{ kn/m}^2$$

$$\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{ Mpa})$$

$$\tau_{adm} = \min(3333.3, 5000)$$

$$\tau_{adm} = 3333.3$$

$$\tau_u = 212.15 < \tau_{adm} = 3333.3$$

Armature de répartition :

En travée : $A_{rep} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^4$

Alors on adopte **4HA8=2.01cm²**

En appuis : $A_{rep} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^4$

Alors on adopte **4HA8=2.01cm²**

Contrainte de compression dans la bielle :

$T_u = 26.47 \text{ kn/m}^2$

$a = 0.9d = \begin{cases} d = 13 \text{ cm}^2 \rightarrow 0.13 \text{ m} \\ a = 0.117 \text{ m} \end{cases}$

$(0.4 \times \frac{f_{c1}}{\delta_b}) \times b \times a = 0.4 \times \frac{400.10^3}{1.5} \times 1 \times 0.117 = 12480 \text{ kn/m}^2$

$T_u = 26.47 \ll 12480 \text{ kn/m}^2$

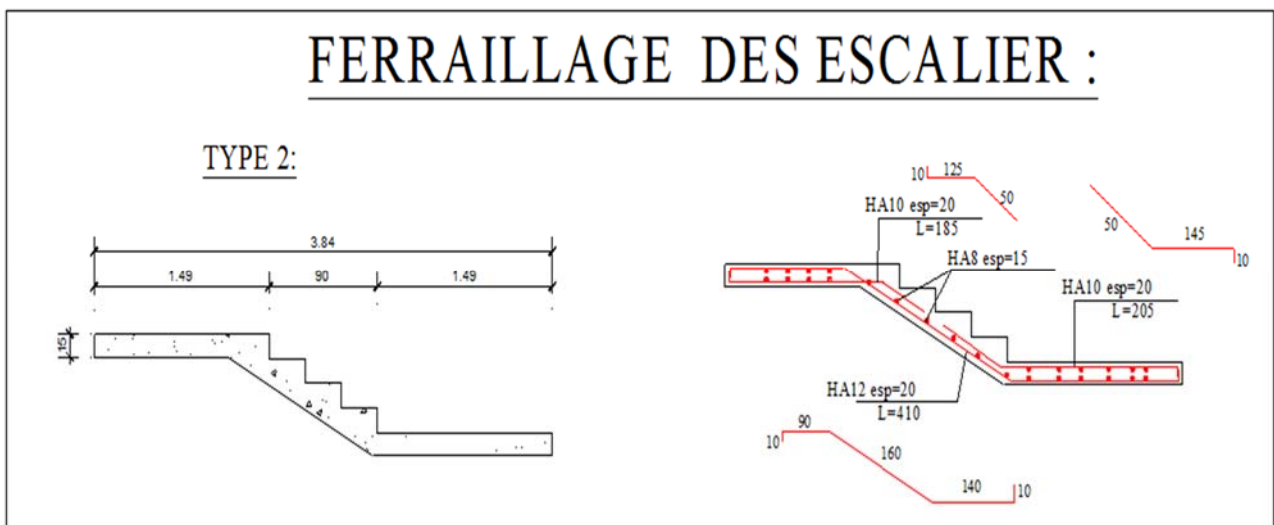
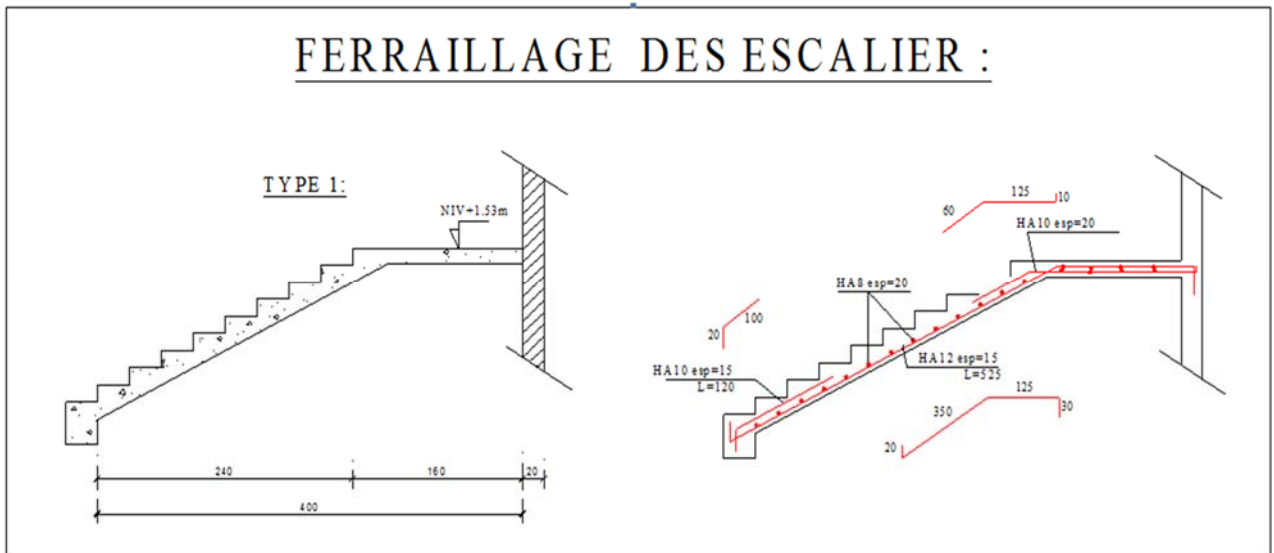


Figure 5: ferrailage de L'escalier type « 1 et 2 »

II- Les Balcons :

II-1 Définition

Le **balcon** est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. Il peut cependant être à l'intérieur de l'édifice dans une grande pièce (une salle de spectacle ou une galerie).

L'installation des garde-corps ou des balustrades le long des balcons s'avère nécessaire pour écarter tout risque de chute.

Le garde-corps existe en divers matériaux : verre, inox et aluminium. les balcons de ce projet sont en aluminium, Les modèles en aluminium sont appréciés pour leur côté esthétique et leur adaptabilité. En effet, les garde-fous en aluminium existent en une variété de formes et de compositions.

II-2 Pré dimensionnement de la dalle du balcon

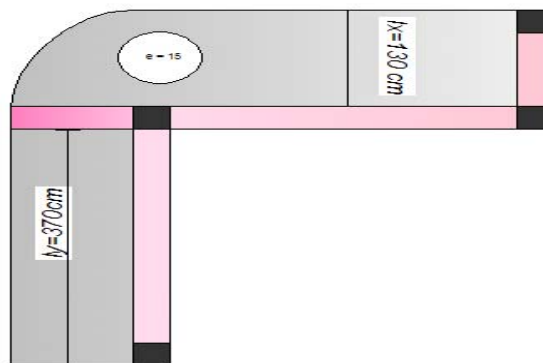


Figure 6 :vue d'un balcon

Dalle pleine sur 3 coté

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$$

$$\rho = \frac{1.3}{3.7} = 0.35 < 0.4 \rightarrow 1 \text{ seule sens}$$

Dalle portante sur 1 seule sens :

$$\frac{l_{\max}}{45} \leq e \leq \frac{l_{\max}}{40}$$

Lmax : la porté maximal des travée

$$\frac{320}{45} \leq e \leq \frac{320}{40} \rightarrow 7.11 \leq e \leq 8$$

alors On a dopte **e=15cm**

3/Calcul des moments de la dalle du balcon :

A ' L'ELU :

$$Q=3.5 \text{ kn/m}^2 \quad G=5.11 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.148 \text{ Kn/m}^2$$

Selon tableau BARES : $\rho = 0.35$

Le sens x

$$M_{tx} = 0.1028 \times q \times Lx^2 = 2.110 \text{ kn. m}$$

$$M_{ax} = -0.3232 \times q \times Lx^2 = -6.635 \text{ kn. m}$$

Le sens y

$$M_{ty} = 0.0290 \times q \times Ly^2 = 4.822 \text{ kn. m}$$

$$M_{ay} = -0.0471 \times q \times Ly^2 = -7.833 \text{ kn. m}$$

Calcul l'effort tranchant :

$$T_{max} = 0.2163 \times q \times l_x \times l_y = 1.040 \text{ kn}$$

<u>Le sens x</u>	<u>Le sens y</u>
$M_{tx} = 0.1028 \times q \times Lx^2 = 2.110 \text{ kn. m}$	$M_{ty} = 0.0290 \times q \times Ly^2 = 4.822 \text{ kn. m}$
$M_{ax} = -0.3232 \times q \times Lx^2 = -6.635 \text{ kn. m}$	$M_{ay} = -0.0471 \times q \times Ly^2 = -7.833 \text{ kn. m}$

Tableau 1 : Moments de la dalle du Balcon a L'ELU

A'ELS :

$$Q=3.5 \text{ kn/m}^2 \quad G=5.11 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.61 \text{ Kn/m}^2$$

Selon tableau BARES : $\rho = 0.35$

Le sens x :

$$M_{tx} = 0.1063 \times q \times Lx^2 = 1.546 \text{ kn. m}$$

$$M_{ax} = -3308 \times q \times Lx^2 = -4.813 \text{ kn. m}$$

Le sens y :

$$M_{ax} = 0.0335 \times q \times Ly^2 = 3.948 \text{ kn. m}$$

$$M_{ax} = -0.0439 \times q \times Ly^2 = -5.174 \text{ kn. m}$$

<u>Le sens X</u>	<u>Le sens Y</u>
$M_{tx} = 0.1063 \times q \times Lx^2 = 1.546 \text{ kn. m}$	$M_{ax} = 0.0335 \times q \times Ly^2 = 3.948 \text{ kn. m}$
$M_{ax} = -3308 \times q \times Lx^2 = -4.813 \text{ kn. m}$	$M_{ax} = -0.0439 \times q \times Ly^2 = 5.17 \text{ kn. m}$

Tableau 2 : Moments de la dalle du Balcon a L'ELS

II-3 ferrailage De La Dalle Du Balcon (Section Rectangulaire):

Conversion des unités :

$$Fc28 = 25 \text{ Mpa} = 25000 \text{ kn/m}^2$$

$F_e = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ kn/m}^2$

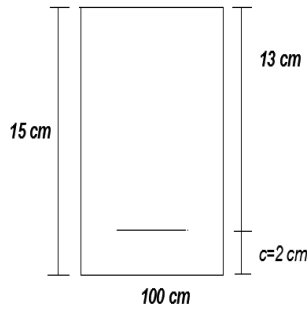
$E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 2 \times 10^8 \text{ kn}$

$F_{t28} = 2.1 \times 10^3 \text{ kn/m}^2$

$\gamma_s \rightarrow ELU \rightarrow 1.15$

$\gamma_b \rightarrow ELU \rightarrow 1.5$

$b=100 \quad h=15 \quad d=13\text{cm}$



ELU :Sens X

I-1/ Ferrailage en travée

$M_{tx} = 2.110 \text{ kn.m}$

$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$

$\mu = \frac{2.110}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 8.813 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \quad 1.73\%$

$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$

$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.673) = 0.391$

$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A's = 0 \rightarrow \text{pivot A}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.008)}) = 0.0112$

$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$

$\epsilon_s = 10\text{‰}$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$

$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.0112 = 0.959$

$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.110}{0.959 \cdot 0.13 \cdot 347826.08} = 0.0000469 \text{ m}^2$

$A_s = 0.469 \text{ cm}^2$

I-2/ Ferrailage en appuis :

$M_{ax} = 6,635 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{6.635}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 0.027$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.668 \cdot (1 - 4 \cdot 0.668) = 0.391$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A's = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \sqrt{2U}}) = 1.25(1 - 35\sqrt{1 - 2(0.027)}) = 0.035$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine1

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.0187 = 0.986$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.635}{0.986 \cdot 0.13 \cdot 347826.08} = 0.000148 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.48 \text{ cm}^2$$

Le sens y :

$$M_{ty} = 4,822 \quad M_{ay} = 7.833$$

E.L.U :

• **Ferraillage en travée :**

$$M_{ty} = 4.822 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{4.822}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14166.66} = 0.020$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \quad 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.668 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.391$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.020)}) = 0.026$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine1

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.026 = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{4.822}{0.989 * 0.13 * 347826.08} = 0.0001078 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.078 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage en appuis :**

$$M_{ay} = 7.833 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{7.833}{1 * 0.13^2 * 14166.66} = 0.032$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.668 * (1 - 4 * 0.668) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.032)}) = 0.0187$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0187 = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{7.833}{0.992 * 0.13 * 347826.08} = 0.000175 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.75 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non frigidité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4 \text{ HA10}, A_s = 3.14 \text{ cm}^2, \text{ En appuis et en travée.}$$

Vérification de la section du ferraillage a L'ELS :

$$\text{En travée : } M_{travée} = 3.418 \text{ kn.m}$$

$$\text{On a adopter } 4 \text{ HA10 } A_s = 3.14$$

• **1/La position de l'axe neutre (X) :**

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 * 3.14(13 - X) = 0$$

$$50X^2 - 47.1(13 - X) = 0 \Rightarrow 50X^2 - 612.3 + 47.1X = 0$$

$$\Delta = (47.1)^2 - 4(50).(-612.3) = 124678 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 353$$

$$X = (-47.1 + 353)/100 = 3.05$$

$$X = X = 3.05 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie (I) :**

$$I = \left(\frac{bX^3}{3}\right) + 15As(d - X)^2.$$

$$I = 100.(3.05)^3 / 3 + 15.3.14(13 - 3.05)^2 = 5618.08 \text{ cm}^4$$

• **Vérification de la contrainte du béton :**

Il faut que $\sigma_b < \sigma_{b'}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.Fc28 = 0,6 \times 25000 = 15000 \text{ kn/m}^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \times x}{I}\right) \Rightarrow 3.948 \times 3.05 \cdot 10^{-2} / 5618 \cdot 10^{-8} = 1855.59 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \text{ cv}$$

$\sigma_b < \sigma_{b'}$ la condition est vérifié

4/Vérification de la contrainte d'acier :

Il faut que $\sigma_s < \sigma_s'$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ (HA)}$

$$\sigma_s' \rightarrow 202000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} / I \times (d - x)$$

$$\sigma_s = 15 \times 3.418 \cdot 10^{-8} (13 - 3.922) / 5618.08 \cdot 10^{-8} = 59713,74 \text{ cm}^4$$

$\sigma_s < \sigma_s'$ la condition est vérifié

5/ l'espacement $st = \frac{100-1.(4)}{3} = 23.5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

En appuis : $A_{ppuis} = 5.551 \text{ kn.m}$

On adopter **4HA10** $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

1/La position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2X^2} - 15As(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \times 3.14(13 - X) = 0$$

$$50X^2 - 47.1(13 - X) = 0 \Rightarrow 50X^2 - 612.3 + 47.1X = 0$$

$$\Delta = (47.1)^2 - 4(50).(-612.3) = 124678 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 353$$

$$X = (-47.1 + 353)/100 = 3.05$$

$$X = X = 3.05 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie (I) :**

$$I = \left(\frac{bX^3}{3}\right) + 15As(d - X)^2.$$

$$I = 100.(3.05)^3 / 3 + 15.3.14(13 - 3.05)^2 = 5618.08 \text{ cm}^4$$

Vérification de la contrainte du béton :

Il faut que $\sigma_b < \sigma_b'$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.Fc28 = 0,6 \times 25000 = 15000kn/m^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \times x}{I}\right) \Rightarrow 5,51 \times \frac{305.10^{-2}}{5618.08.10^{-8}} = 3013.58kn/m^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

$\sigma_b < \sigma_b'$ condition vérifié

Vérification de la contrainte d'acier :

Il faut que $\sigma_s < \sigma_s'$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ (HA)}$

$\sigma_s' \rightarrow 202000KN/m^2$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} / I \times (d - x)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5,551(13-3,05)10^{-2}}{5618,08} \cdot 10^{-8} = 147467.95cm^4$$

$\sigma_s < \sigma_s'$ la condition est vérifié

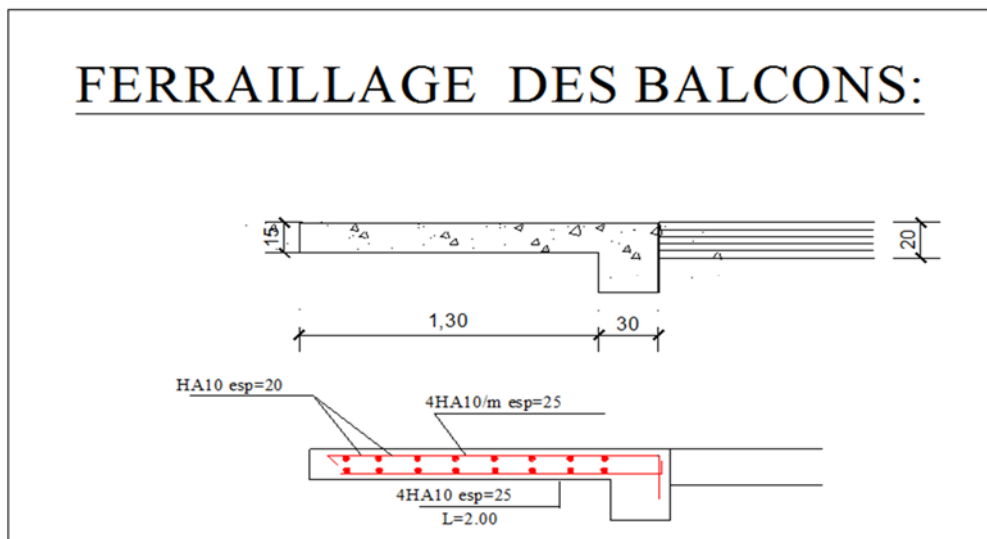


Figure 7: Ferrailage des Balcons

III /La Dalle machine (la dalle de l'ascenseur)

Introduction :

III-1 Définition de l'ascenseur :

L'ascenseur : est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieure à 15°

La classe de l'ascenseur est définie selon **DTU. 75 1 types 1.**

Classe1 : ascenseur destiné au transport des personnes.

III-2 Caractéristiques :

***charge nominale**

***nombre de personnes**

***vitesse nominal**

***surcharge utile**

a- charge nominal :

Les constructions précisent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour la quelle. Ils garantissent un fonctionnement nominal.

b- nombre de personne :

Il dépend de la surface utile et la charge nominale.

c- vitesse moyenne :

Est la vitesse de la cabine pour la quelle l'appareil a été construit et pour la quelle un fonctionnement normale est garantis par le fournisseur

d-surcharge utile :

La surface utile est celle que les passagers peuvent occuper pendant le fonctionnement de l'ascenseur, la surface utile maximale dépend de la charge nominale.

***pour le type 400 kg ; 1,17m² nombre de personne : 06**

***pour le type 630 kg ; 1,66m² nombre de personne : 08**

***pour le type 1000 kg ; 2,40m² nombre de personne : 13**

III-3 Définition technique :

• Cabine :

La cabine est l'organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

La cabine doit être entièrement fermée par des parois, plancher et un toit plain, la seule ouverture permise étant les suivant :

- Baies servant à l'accès normales des usagers.
- Doivent être munies de ports.
- Trappes et portes de secours.

L'aide à apporter aux passagers se trouvant en cabine doit toujours venir de l'extérieur ce résultat peut notamment être obtenu en utilisant la manoeuvre de secours.

S'il existe une trappe de secours dans le toit de la cabine pour permettre le secours et l'évacuation éventuels des passagers, elle doit mesurer au minimum (0,3*0,5) m.

- Orifices de ventilation :

Les cabines munies de portes pleines doivent être pourvues d'orifices de ventilation en partie haute et basse, la surface effective de chacun d'eux doit être égale à 1% de la surface utile de la cabine.

- **Etrier :**

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent. En service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au classé de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antiviral en caoutchouc. On évité aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

- **Contre poids :**

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionne de façon à équilibre le poids de la cabine plus 40-50% de la charge utile.

- **Machine :**

La machine est constituée par l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

Chaque ascenseur doit comporter au moins une machine :

L'entraînement de la machine : soit par adhérence (emploi de poulies de traction), soit par attelage si la vitesse ne dépasse pas 0,63m/s

L'ascenseur doit muni d'un système de freinage, (frein électromécanique) agissant automatiquement :

- En cas d'absence du courant électrique du réseau.
- En cas d'absence du courant de manoeuvre
- Régulateur de la vitesse :

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de machine.

- **Amortisseurs :**

L'amortisseur est un organe constituant une butée déformable. En fin de cour, et comportant un système de freinage par fluide ou ressort.

Des amortisseurs doivent être places à l'extrémité inférieure de la courroie de la cabine et du contre poids.

On distingue trios types d'amortisseur :

- Les amortisseurs à accumulation d'énergie.
- Les amortisseurs à accumulation d'énergie avec amortissement du mouvement de retour.
- Les amortisseurs dissipations d'énergie.

Organes de suspension et de compensation :

Les cabines et contre poids doivent être suspendus par des câbles en aciers a mailles parallèles genre galle ou a rouleaux.

Le diamètre nominal des câbles doit être au minimum de 8mm.

Le nombre minimal de câbles ou chaines doit être de deux et indépendante.

Locaux de machines et de poulie :

Les machines leur appareillage et les poulies ne doivent être accessibles, qu'aux personnes autorisées (maintenance, secours).

La machine et son appareillage doivent se trouver, dans un locale qui leur soit spécialement affecté comportant des murs, un plancher, un plafond, une porte ou une trappe plein.

III-4Caractéristique de l'ascenseur :

- **Capacité : 8 personnes**
- **Vitesse : 0,65 ou 1 m/s**
- **Charge nominale :630 kg**

Dimension de la dalle machine : selon les conditions, qu'ils nous ont été fournées par l'entreprise nationale des ascenseurs : **épaisseur de la dalle (e = 25 cm)**

III-5 Calcul des charges sollicitant la dalle :

- Poids de la cabine : **C= 4000 Kg**
- Charge nominale : **P = 630 Kg**
- poids de la machine : **C'= 6550 Kg**
- **contre poids : Q = C+0,45P = 4000+0,45×630**
Q = 4283,5 Kg

Evaluation des charge de la dalle machine :

Dalle en béton armé (25cm)	0.25*2500=625 kgf
Mortier de pose (2cm)	0.02*2000=40 kgf
Isolant phonique (4 cm)	0.04*400=16kgf
Dallage chape (2 cm)	0.02*2200=44 kgf
Totale	G=791 kgf

Tableau3 :évaluation de charge dans la dalle machine

Remarque :

Le médo chape est un mortier spécial recommandé par des documents technique absorbé les impurté :

*Sur charge dans l'asenseur **P=630 kgf**

Surcharge sur la dalle **Q=100 kgf**

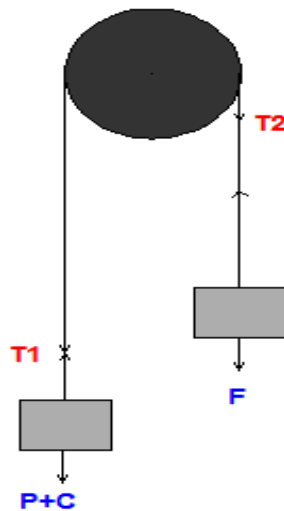
III-6 Détermination de la tension dans le câble :

Figure8 :schéma explicatif de la force dans le câble

On prends le cas ou la tension du câble maximal correspondant a la phase du mouvement amortie (avant l'arrêt) .

$$F = m \cdot \gamma$$

$$T1 = (C+P) g - (Mc+MP) \gamma$$

$$T2 = Fg - MF \cdot \Gamma$$

Les masse de la poulie et du cable sont négligable

$$T1=T2 \text{ donc } (C+P)g-(Mc+Mp) \gamma = Fg-Mf. \gamma$$

$$\gamma = g(C+P-F) / Mc+Mp+ Mf$$

$$\gamma = 9.81(4000+630-4283.5) / 4000+630+4283.5$$

$$\gamma = 0.3813 \text{ m/s}^2$$

$$T1=(C+P)g-(Mc+Mp) \gamma = (4000+630).9.81-(4000+630).0.3813$$

$$T1=43654.64 \text{ N}$$

$$T1=T2=43654.64/9.81=4450 \text{ kgf}$$

III-7 l'effet dynamique :

Pour tenir compte de l'effet dynamique on intrduit une force supplémentaire :

$$FP=D(P+C)$$

D :facteur d'amplification dynamique

Le cas le plus défavorable D= 2

$$Fp=2(4000+630)=9260 \text{ kgf}$$

➤ réaction de la poulie sur la dalle :

$$R=T+T+FP=2.4450+9260$$

$$R=18160 \text{ kgf.}$$

III-8calcul de la charge répartie sur la dalle :

Dalle pleine sur 4 coté

$$Lx=2m \quad Ly=3m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.66$$

$$\rho = \frac{3}{2} = 0.66 > 0.4 \rightarrow 2 \text{ sens}$$

Condition de résistance a la flèche

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_y}{40}$$

$$\frac{200}{45} \leq e \leq \frac{300}{40} \rightarrow 4\text{cm} \leq e \leq 7 \text{ cm}$$

Condition donné par l'E.N.A

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs

On adopte e=25cm

Alors : $\rho = 0.86$

donc : ELU: $v = 0$; $\mu_x = 0.0737$; $\mu_y = 0.3753$

ELS: $v = 0.2$; $\mu_x = 0.0792$; $\mu_y = 0.5351$

$$*G = \text{DALLE} + \text{CABINE} + \text{MACHINE}$$

$$*G = 791 + (4000 + 6550) / (2 \cdot 3) = 1890.16 \text{ kgf/m}^2$$

$$G = 3.188 \text{ t/ml}$$

Surcharge d'accompagnement Q₀

Q₀ = Reaction de la poulie + charge nominale + contre poids

$$Q_0 = (18160 + 630 + 4283.5) / (2 \cdot 3) = 3845.5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_0 = 3.84$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q + Q_0$$

$$= 1.35 \cdot 1.890 + 1.5 \cdot 0.1 + 3.84 = 6.541 \text{ t/ml}$$

$$Q_s = G + Q + Q_0 = 31.890 + 0.1 + 3.84 = 5.83 \text{ t/ml}$$

• **Condition de la flèche :**

Le cas le plus défavorable consiste à prendre une bande parallèle de 1 m de longueur, et la considérer comme une poutre isostatique sur 2 appuis simple dont la flèche maximale :

$$F_{\max} = 5(q l x^4) / 384 EI$$

$$F_{\text{adm}} = L x / 500$$

$$I = b \cdot e^3 / 12 = 100 \cdot e^3 / 12$$

Et q_{ser} = 85.28 kg/cm donc $e > 200 \sqrt[3]{300 q / 348 EI}$

Le module instantané du béton EI = 3216.4 MPA

$$e \geq 200 \sqrt[3]{300 \cdot 85 \cdot \frac{28}{348} \cdot 3216.4 \text{ MPA}}$$

$e \geq 25.49$ alors on adopte $e = 25 \text{ cm}$

• **ferraillage de la dalle machine (calcul des moment)**

Les moment de la la dalle a l'ELU

$$q_u = 6.541 \text{ t/ml}$$

d'après BAEL 91 :

sens x

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot l x^2$$

$$M_{ox} = 0.0737 \cdot 6.541 \cdot (2)^2 = 1.9287 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \cdot M_{ox} = 0.85 \cdot 1.928 = 1.639 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \cdot M_{ox} = 0.5 \cdot 1.928 = 0.964 \text{ t.m}$$

Sens y

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0.7353 \times 1.928 = 0.723 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.723 = 0.615 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{oy} = 0.5 \times 0.723 = 0.3615 \text{ t.m}$$

<u>Sens x</u>	<u>Sens y</u>
$M_{tx} = 0.85M_{ox} = 1.639 \text{ t.m}$	$M_{ty} = 0.85M_{oy} = 0.615 \text{ t.m}$
$M_{ax} = 0.5M_{ox} = 0.964 \text{ t.m}$	$M_{ay} = 0.5M_{oy} = 0.964 \text{ t.m}$

Tableau 4: Les moment de la dalle machine en travée et en appuis A l'ELU

Les Moment de la dalle a l'ELS D'après BAEL91 :

$$q_s = 5.83 \text{ t/ml}$$

Sens x

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{ox} = 0.0792 \times 5.83 \times (2)^2 = 1.846 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 1.846 = 1.569 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times 1.846 = 0.923 \text{ t.m}$$

Sens y

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0.5351 \times 1.846 = 0.987 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.987 = 0.839 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{oy} = 0.5 \times 0.987 = 0.4935 \text{ t.m}$$

<u>Sens x</u>	<u>Sens y</u>
$M_{tx} = 0.85M_{ox} = 1.569 \text{ t.m}$	$M_{ty} = 0.85M_{oy} = 0.839 \text{ t.m}$
$M_{ax} = 0.5M_{ox} = 0.923 \text{ t.m}$	$M_{ay} = 0.5M_{oy} = 0.4935 \text{ t.m}$

Tableau 5: Les moment de la dalle machine en travée et en appuis A l'ELS

III-9 ferrailages :

Conversion des unités :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} = 25000 \text{ kn/m}^2$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ kn /m}^2$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 2.10^8 \text{ kn/m}^2$$

$$F_{t28} = 2.1 \text{ N/mm}^2$$

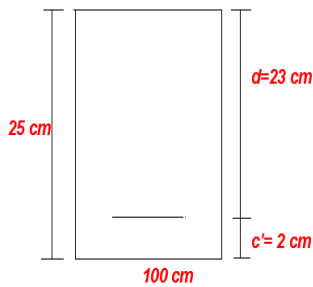
$$\gamma_s \rightarrow ELU \rightarrow 1.15$$

$$\gamma_b \rightarrow ELU \rightarrow 1.5$$

Les dimensions de la dalle :

$$b=100\text{ cm}=1\text{ m} \quad h=25\text{ cm}=0.25\text{ m} \quad d=23\text{ cm}=0.23\text{ m}$$

Calcul de ferrailage a d'état limite ultime ELU



Sens x :

• **FERRAILAGE EN TRAVEE :**

$$M_{tx} = 1.639\text{ t.m} = 16.39\text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66\text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{16.39}{1 \cdot 0.23^2 \cdot 14166.66} = 0.021$$

$$\epsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 = 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot \epsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.673) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A's = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.021)}) = 0.0275$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.0275 = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.39}{0.989 \cdot 0.23 \cdot 347826.08} = 0.000207\text{ m}^2$$

$$A_s = 2.07\text{ cm}^2$$

• **FERRAILLAGE EN APPUI :**

$$M_{ax} = 0.964t.m = -9.64kn.m$$

$$\mu = \frac{Ma}{b*d^2*f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85*f_{c28}}{\theta_b*\gamma_b} = \frac{0.85*25000}{1*1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{9.64}{1*0.23^2*14166.66} = 0.0120$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s*\gamma_s} = \frac{400000}{2*10^8*1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5+1000\varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5+1000*0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.668 * (1 - 4 * 0.668) = 0.391$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A's = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.0139)}) = 0.016$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine1

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.016 = 0.993$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta*d*\sigma_s} = \frac{3.342}{0.993*0.13*347826.08} = 0.000121 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.21 \text{ cm}^2$$

Sens Y

• **FERRAILLAGE EN TRAVEE :**

$$M_{ty} = 0.615 \text{ t.m}^2 = 6.15kn.m^2$$

$$\mu = \frac{M_t}{b*d^2*f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85*f_{c28}}{\theta_b*\gamma_b} = \frac{0.85*25000}{1*1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{6.15}{1*0.23^2*14166.66} = 0.0018$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s*\gamma_s} = \frac{400000}{2*10^8*1.15} = 0.00173 \quad 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5+1000\varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5+1000*0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.668 * (1 - 0.4 * 0.668) = 0.391$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A's = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.014)}) = 0.00375$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine1

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.00375 = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{6.15}{0.998 * 0.13 * 347826.08} = 0.0000769 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.76 \text{ cm}^2$$

• **FERRAILLAGE EN APPUI :**

$$M_{ay} = 0.361 \text{ t.m}^2 = 3.61 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{3.61}{1 * 0.23^2 * 14166.66} = 0.001107$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1.15} = 0.0173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.668 * (1 - 4 * 0.668) = 0.391$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \sqrt{2U}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - \sqrt{2(0.001107)}}) = 0.0025$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine1

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0025 = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{3.61}{0.999 * 0.23 * 347826.08} = 0.045 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.45 \text{ cm}^2$$

• **CONDITION DE NON FRAGILITÉ :**

$$A \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 23.2 * 1/400 = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte :

En travé : 5 HA 10 , As=3.93 cm²

En appuis : 5 HA 10, As=3.93 cm²

on adopte 5HA 10 en travé et en appuis .

Vérification de la section du ferrailage a L'ELS :

En travée :

On a adopté 5T10 $A_s=3.93 \text{ cm}^2$

- **position de l'axe neutre (X) :**

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \cdot 3.93 \cdot (23 - X) = 0$$

$$50X^2 - 58.95(23 - X) = 0 \Rightarrow 50X^2 - 1355.85 + 58.95X = 0$$

$$\Delta = (58.95)^2 - 4(50) \cdot (-1355.85) = 156745.10 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 524$$

$$X = (-58.95 + 524)/100 = 4.65 \text{ cm}$$

$$X = 4.65 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bX^3/3) + 15A_s(d - X)^2.$$

$$I = (100 \cdot (4.65)^3 / 3) + 15 \cdot 3.93 (23 - 4.56)^2 = 23200.78 \text{ cm}^4$$

Vérification de la contrainte du béton :

il faut que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25000 = 15000 \text{ kn/m}^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \times x}{I} \right) \Rightarrow 15.69 \times 4.56 \cdot 10^{-2} / 23200.78 \cdot 10^{-8} = 2027.17 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ condition vérifié

Vérification de la contrainte d'acier :

Il faut que $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \eta = 1.6 \text{ (HA)}.$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa})$$

$$\sigma_s \rightarrow 202000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} / I \times (d - x)$$

$$\sigma_s = 15 \times 15.69 (23 - 4.56) 10^{-2} / 6742.62 \cdot 10^{-8} = 186143.41 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ condition vérifié

Espacement $st = \frac{100 - 1 \cdot (5)}{4} = 23.5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

En appuis :

On adopter 5T10 $A_s=3.93 \text{ cm}^2$

1/position de l'axe neutre (X) :

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \cdot 3.93 \cdot (23 - X) = 0$$

$$50X^2 - 58.95(23 - X) = 0 \Rightarrow 50X^2 - 1355.85 + 58.95X = 0$$

$$\Delta = (58.95)^2 - 4(50) \cdot (-1355.85) = 156745.10 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 524$$

$$X = (-58.95 + 524)/100 = 4.65 \text{ cm}$$

$$X = 4.65cm$$

• **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bX^3/3) + 15As(d - X)^2.$$

$$I = (100.(4.65) / 3)^3 + 15.3.93(23 - 4.56)^2 = 23200.78cm^4$$

Vérification de la contrainte du béton :

il faut que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.Fc28 = 0,6 \times 25000 = 15000kn/m^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{Mser \times x}{I}\right) \Rightarrow 9.23 \times \frac{4.56.10^{-2}}{23200.7810^{-8}} = 1849.91 \frac{KN}{m^2}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ condition vérifié

Vérification de la contrainte d'acier :

Il faut que $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times ftj}\right)$ $\eta = 1,6$ (HA).

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66MPa; 202MPa)$$

$$\sigma_s \rightarrow 202000KN/m^2$$

$$\sigma_s = 15 \times (d - x)Mser / I$$

$$\sigma_s = 15 \times 9.23(23 - 4.56)10^{-2} / 23200.78. 10^{-8} = 109503.10 KN/m^2$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ condition vérifié

Vérification de l'effort tranchant:

$$Vu = qu(lx.ly) / 2.(lx+ly)$$

$$Vu = 3.9246 t/m$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut que $\tau < \tau_{lim}$

$$\tau = \frac{Vu}{b.d} = \frac{39,24}{1.0,23} = 17.06kn/m^2$$

$$\tau_{lim} = \frac{0.7f_e}{1.5} = \frac{0.7.400000}{15} = 186666.66kn/m^2$$

$\tau < \tau_{lim}$ condition vérifié

VI- l'acrotère

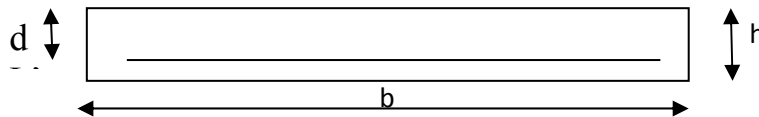
VI-1Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il

est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion. Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

Soit une section de (10*100 cm²).

VI-2 Étude de l'acrotère:



L'acrotère est un élément qui coiffe le bâtiment à sa partie supérieure.

On adopte : $h = 10 \text{ cm} \Rightarrow d = 9 \text{ cm}$; $l = 60 \text{ cm}$; pour une bande de 1 m .

La surface de l'acrotère : $S = 0.0665 \text{ m}^2$.

Poids propre de l'acrotère : $G = S \times 25 = 1.66 \text{ KN}$

VI-2-1 Vérification sous l'action sismique :

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments secondaires calculés sous l'action des forces horizontales par la formule : $F_P = 4 A C_p W_P$.

A : coefficient d'accélération égale à 0.12 (1B zone I)

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 ; $C_p = 0.8$

W_P : poids de l'acrotère égale à 1.66 KN/m

Donc : $F_P = 4 \times 0.8 \times 0.12 \times 1.66 = 0.64 \text{ KN/ml}$

$$M_P = 0.64 \times 0.6 = 0.38 \text{ KN.m}$$

Soit : N_G : effort de compression. , $G = N_G = 1.66 \text{ KN/m}$

M_G : moment créé par N_G . , $M_G = 0 \text{ KNm}$.

Q : effort du à la surcharge. , $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

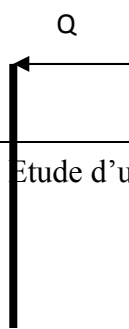
M_Q : moment créé par Q, $M_Q = 0.6 \text{ KNm}$

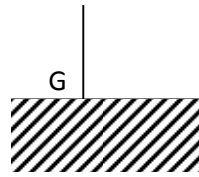
Les combinaisons :

$$1.35G + 1.5 Q \quad ; \quad G + Q \quad ; \quad G + Q + E \quad ; \quad 0.8G + E.$$

VI-2-3 Calcul des moments :

Schéma statique:





$$M_U = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.35 (0) + 1.5 (0.6) = \mathbf{0.9 \text{ KN.m}}$$

$$M_S = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$$

$$M = M_G + M_Q + M_P = 0 + 0.6 + 0.38 = \mathbf{0.98 \text{ KN.m}}$$

$$M = 0.8 M_G + M_P = 0.8 (0) + 0.38 = \mathbf{0.38 \text{ KN.m}}$$

Le moment le plus défavorable est : $M = \mathbf{0.98 \text{ KN.m}}$

VI-2-4 Calcul de l'excentricité :

$$e = M / N$$

Où : $N = \mathbf{1.66 \text{ KN/ml}}$

$$e = \mathbf{0.38 / 1.66 = 0.23 \text{ m}}$$

$$e_b = h / 6 = \mathbf{0.1 / 6 = 0.017 \text{ m}} ;$$

Donc l'effort normal étant un effort de compression et le centre de compression c se trouve à l'extérieur de la section celle-ci est partiellement comprimée ceci implique que la section est soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{AS} calculé par rapport aux armatures tendues :

$$M_{AS} = M + N (d - h / 2) ; d = 0.9 h = 0.9 \times 0.10 = \mathbf{0.09 \text{ m}}$$

$$M_{AS} = 0.98 + 1.66 (0.09 - 0.05) = \mathbf{1.046 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = M_{AS} / b d^2 f_{bc}, f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b = \mathbf{18.48 \text{ MPa}}$$

$$\mu_{bu} = 1.046 \times 10^{-3} / 1 \times (0.09)^2 \times 18.48 = \mathbf{0.129}$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times (f_{c28} / \theta) - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0.9}{0.6} = \mathbf{1.5}$$

$$\mu_{lu} = \mathbf{0.334}$$

donc : $\mu_{bu} = 0.129 < \mu_{lu} = 0.334 \Rightarrow \bar{A} = 0$ pas d'armature de compression .

$\mu_{bu} = 0.129 < 0.275 \Rightarrow$ méthode simplifiée

$$A_U = \frac{M_{AS}}{Z_b \times f_{ed}} \text{ et } \sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = \mathbf{400 \text{ Mpa}}$$

Où : ($\gamma_s = 1$ et $\gamma_b = 1.15$) combinaison accidentelle.

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.09 (1 - 0.6 \times 0.129) = \mathbf{0.083 \text{ m}}$$

$$A_u = \frac{1.046 \times 10^{-3}}{0.083 \times 400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures en flexion composée :**

$$A = A_u - \frac{N}{\sigma_s} = 0.31 \times 10^{-4} - \frac{1.66 \times 10^{-3}}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

VI-2-5 Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_u$$

On adopte : $5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

L'espacement : $St = \min(2h, 22) = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

$St = \min(3h; 33) = 30 \text{ cm}$

On adopte : $St = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

VI-2-6 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.64 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.018 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.018 < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI-2-7 Vérification des contraintes :

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_A$$

c : distance de centre de pression .

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

$$e_A = \left(d - \frac{h}{2} \right) + \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) + \frac{1.12}{1.64} = 0.72 \text{ m}$$

$$c = 0.09 - 0.72 = - 0.63 \text{ m}$$

c < 0 ; donc c à l'extérieur de la section .

Soit : $y^3 + p y + q = 0$ 1

Avec : $p = -3c^2 - (c - d) \times 6n \times \frac{A'_s}{b} + (d - c) \times 6n \frac{A_s}{b}$

$$q = -2c^3 - (c - d)^2 6n \frac{A'_s}{b} - (d - c)^2 6n \frac{A_s}{b}$$

Où : $n = 15$ et $A_s = 0$.

$$p = -3c^2 + (d - c)6n \frac{A_s}{b} = -3(-63)^2 + (9 + 63) 90 \times \frac{2.51}{100} = -11744.35$$

$$P = -11744.35$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 6n \frac{A_s}{b} = -2(-63)^3 - (9 + 63)^2 \times 90 \times \frac{2.51}{100} = 488383.34$$

$$q = 488383.34$$

La solution de l'équation 1 :

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p^3}{27} \right) = (488383.34)^2 + 4 \left(\frac{(-11744.35)^3}{27} \right) = -2.396 \times 10^{11}$$

$\Delta < 0$

Alors on choisit la solution parmi les 3 solutions suivantes :

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p} \right) \left(\sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \left(\frac{3(488383.34)}{2(-11744.35)} \right) \left(\sqrt{\frac{-3}{-11744.35}} \right) = -0.997$$

$$\varphi = 175.51^\circ$$

$$a = 2 \left(\sqrt{\frac{-p}{-3}} \right) = 2 \left(\sqrt{\frac{-11744.35}{-3}} \right) = 125.13 \text{ cm}$$

Où : $y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 125.13 \cos (175.51 / 3) = 65.37 \text{ cm}$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -125.01 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 59.71 \text{ cm}$$

Et d'autre part :

$$y_{ser} = y_c + c \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = y_1 + c = 65.37 - 63 = 2.37 \text{ cm} \\ y_{ser} = y_3 + c = 59.71 - 63 = -3.29 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Donc : $y_{ser} = 2.37 \text{ cm}$

$$I = \frac{by_{ser}}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 = \frac{100(2.37)^3}{3} + 15 \times 2.51(9 - 2.37)^2 = 2098.715 \text{ cm}^4$$

Le coefficient angulaire des contraintes est :

$$K = \frac{N_{ser} \cdot x \cdot y_c}{I} = \frac{1.66 \times 65.37}{2098.715} = 0.051 \text{ KN / cm}^3$$

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = k y_{ser} = 0.051 \times 2.37 = 0.12 \text{ KN/cm}^2 = \mathbf{1.2 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.2 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ Mpa}} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour l'acier :

$$\sigma_s = n k (d - y_{ser}) = 15 \times 0.051 (9 - 2.37) = 5.07 \text{ KN/cm}^2 = 50.7 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(240; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 50.7 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

N.B : le ferrailage s'effectuera en deux nappes d'armature

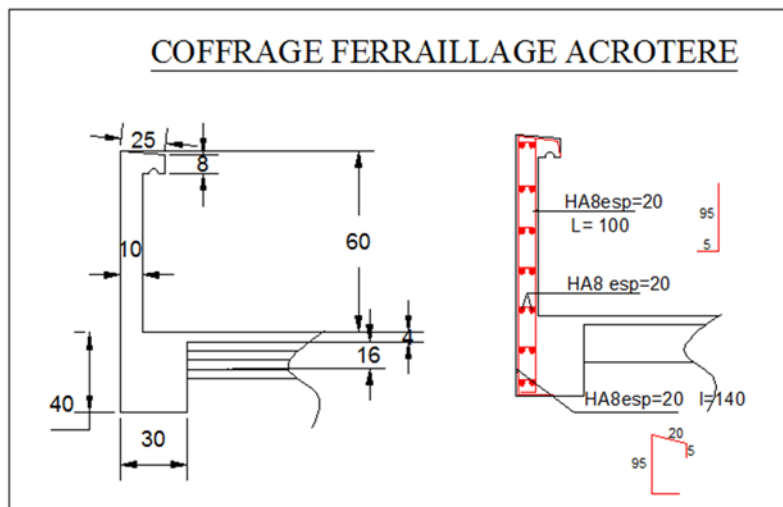


Figure 9 : Ferrailage de L'acrotère

1- Définition :

Robot ,Structural.Analysis est un logiciel de calcul automatique des structures basées sur la méthode des éléments finis. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures en génie civil grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (en Algérie RPA et RNV sont aussi intégrés



2- Description Generale Du Robot :

Le système **RSA** est un logiciel **CAO/DAO** destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. RSA permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

3- La Modelisation De La Structure :

3-1 Définition

Élément linéaire : barre poutres, câbles –Éléments surfaciques : plaques, coques

- Panneaux orthotropes
- Éléments volumiques

- Opérations d'édition et de sélection puissantes

Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT sont les suivantes :


- définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'édition conçu à cet effet (vous en peut aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO /DAO)
- possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes)
- possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure
- possibilité d'effectuer le type de barre lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.
- possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression ; copie des objets vers les autres logiciels)

Le système ROBOT regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

3-2 Etape de la modélisation de la structure sous RSA :

- 1- Choisir un système d'unité(T/m²).
- 2- Définition de la géométrie de base.
- 3- Définition de matériau (Béton, Aciers...).
- 4- Définition des sections (poutre, poteau,..).
- 5- Définition des charges appliquées (poids propre, permanente...)
- 6- Définition des combinaisons des charges.
- 7- Définir les conditions aux limites.
- 8- Choisir le type d'analyse (statique, dynamique.)
- 9- Lancer le calcul et exploitation les résultats.

3-3 Etape de travail :

 **Lignes de construction** : On va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on click sur **Insérer** pour l'introduire.

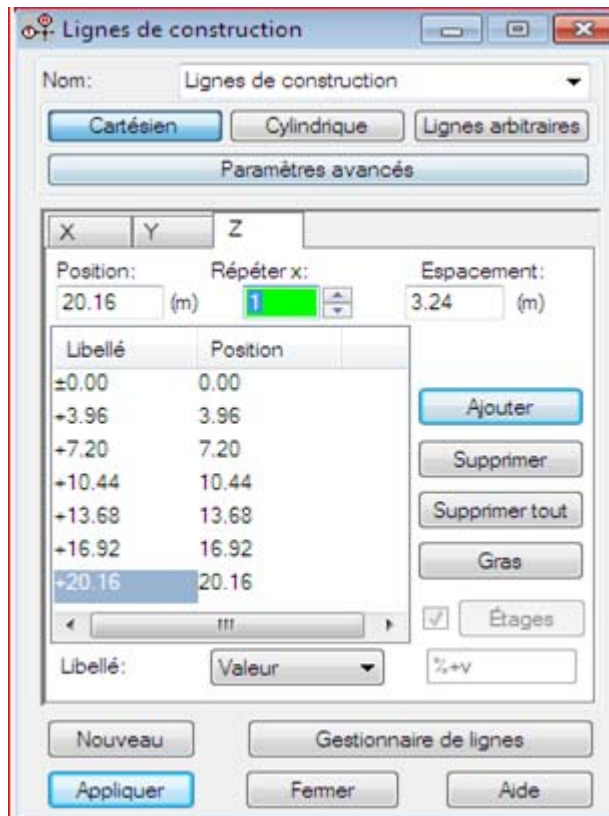



Figure 1 :ligne de construction

 **Définition de section :** On passe dans cette étape pour définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on click sur les cônes **Profilés :**

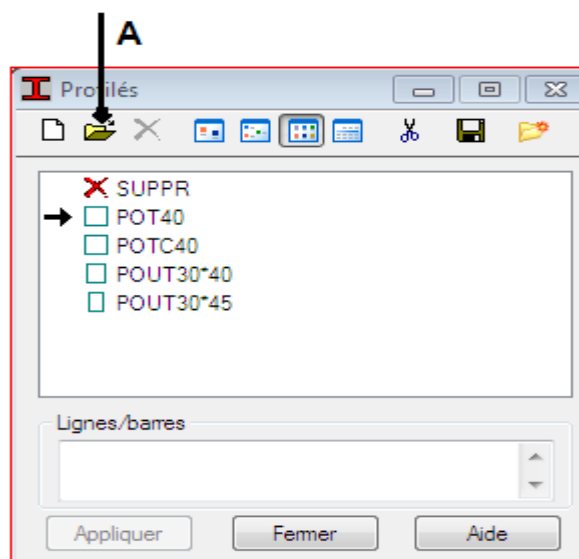


Figure 2 :définition des éléments de contreventement

On click sur le bouton A pour introduire des nouvelles sections après il nous apparat la boite de dialogue suivant :

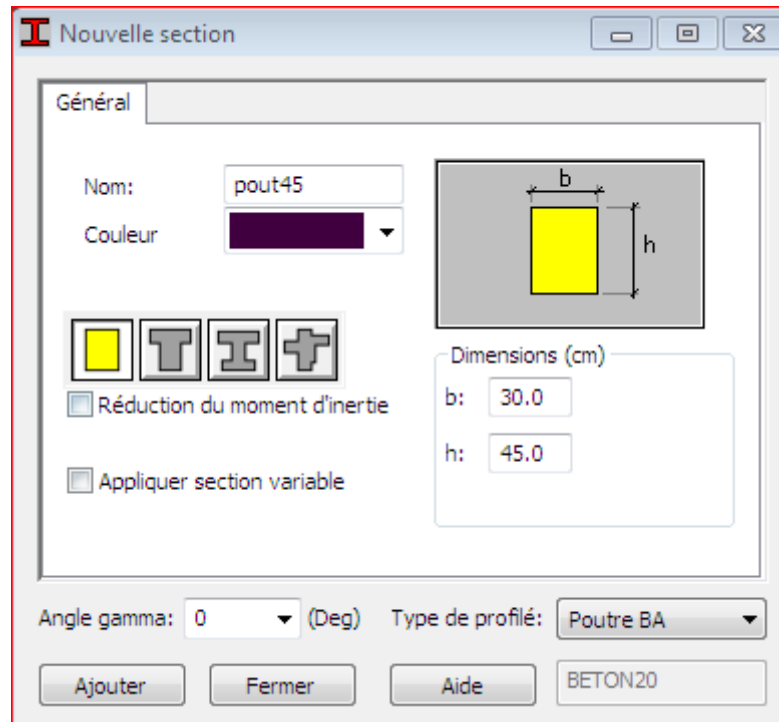


Figure3 : les dimensions des sections

On choisir d'abord le type de chaque section (poteau ,poutre....) par un click sur l'icône **Type de profilé**, après on saisit le nom et les dimensions de la section dans notre cas : **Pout (30x45) ; Pout (30x40) ; pot (40X40) ; pot C (40X40)** Sont oublié de faire click sur le bouton **Ajouter** pour chaque section. Après la définition des sections on click sur l'icône **Barre** pour saisir graphiquement L'élément élémentaire de notre structure :

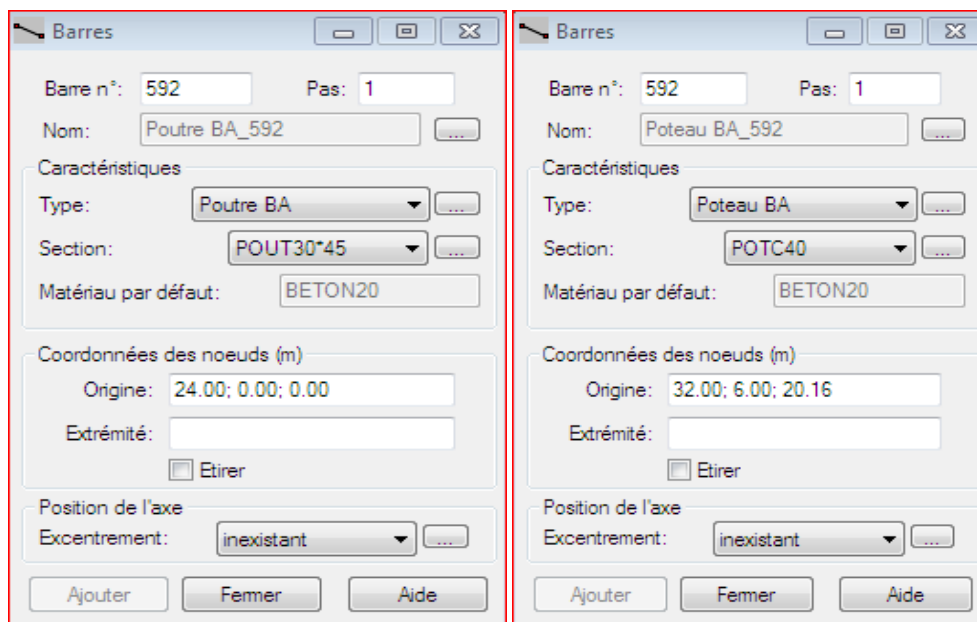



Figure 4 : Dessin des éléments barre (poteau et poutre)

Nous sélectionnons le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre ; poteau ; ...) par le point Origine, Extrémité mais graphiquement la case **Etirer** permet d'une saisie graphique contenue des éléments.

Définir les planchers, les voiles et les dalles pleines :

va ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône  panneaux pour définir les planchers à corps creux, on clique sur nouvelle épaisseur et **orthotrope** pour **définir le plancher corps creux** et on choisit la direction de ferrailage poutrelle dans notre cas dans les sens de direction Y.

On clique sur le bouton épaisseur pour renommer ce plancher et lui dimensionner à la fin on clique sur le bouton **Ajouter** dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessous montre le dimensionnement de ce plancher.

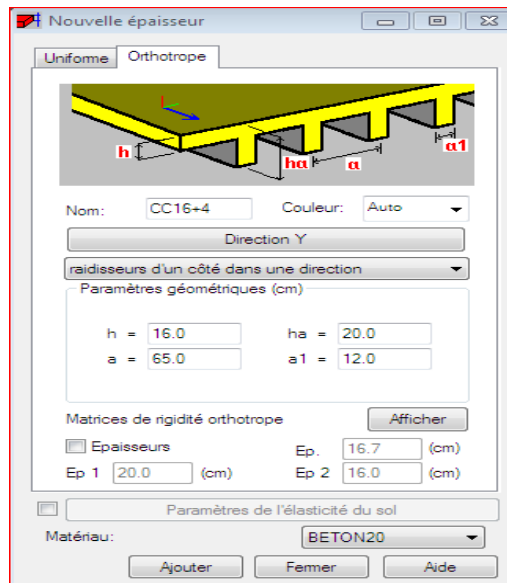




Figure 5: définition et dimensionnement des planchers a corps creux

Et pour modélisé les dalle pleine en choisit icone **élément de construction**.

Après dalle  en choisit épaisseur et le modèle, la méthode de définition dans notre cas Rectangle e n dessin le plancher avec le noeud de construction, **Et pour le voile ont clique sur icone voile**  en choisit épaisseur de voile et la hauteur et on Dessin avec deux noeud origine et extrémité :

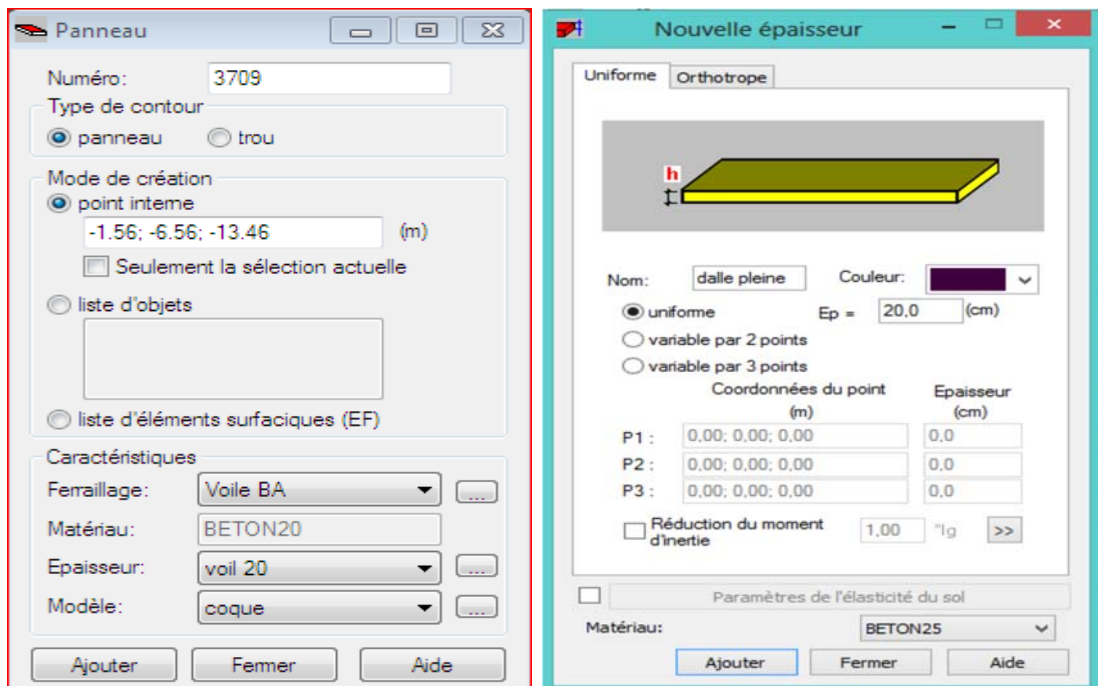


Figure 6: définition et dimensionnement des panneaux (baconl,voile)

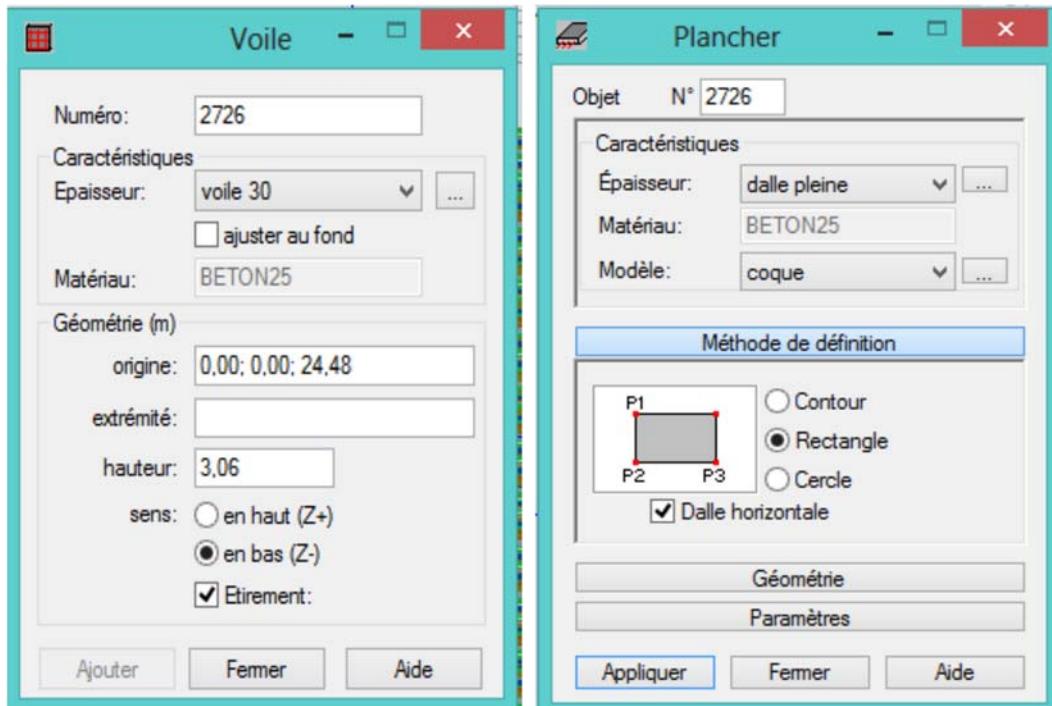


Figure7: dessin des voiles(a gauche)et dessin des dalles (balcons,a droite)

+ **Définition de charge :** On click sur l'icône cas de charge pour définir la nature de chaque charge (permanente ou d'exploitation).

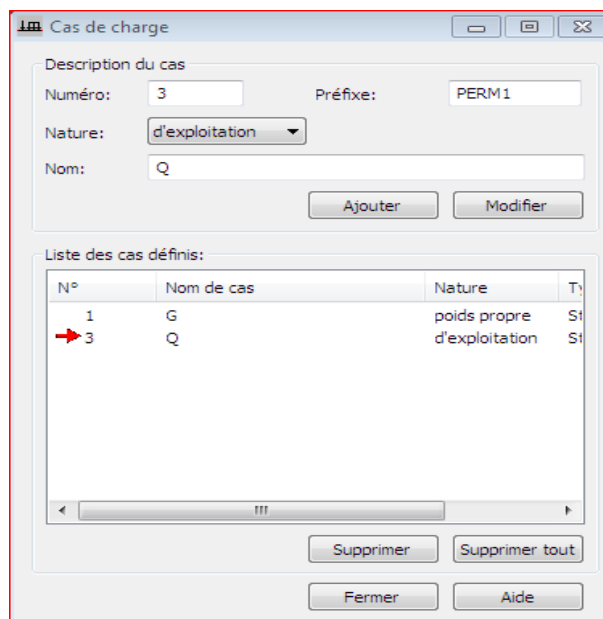


Figure8 :définition de charges

Dans la liste nature en choisir le type déchargement (permanent ou d'exploitation)

✚ Définition des combinaison de charges

IL nous reste que les combinaisons possibles dans le menu **charge/combinaison manuelle** il nous apparaitre la fenêtre (1) pour déclarer le nom de combinaison et le type de cette combinaison puis on click sur le bouton **Ok** pour afficher la fenêtre (2).

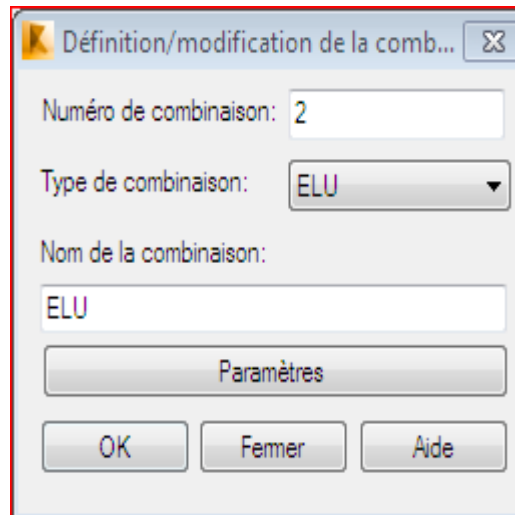


Figure 9 :définition des combinaison

Dans case nom permet de donner le nom de case de charge, après sélectionner le nom et la nature de charge on click sur le bouton **Nouveau** pour ajouter le cas de charge.

✚ Saisir la valeur coefficient des cas de charge :

Cette étape permet de saisir la valeur des charge qui appliqué sur notre structure sur l'icône . On click pour apparaitre le boîte de dialogue ci-dessous.

Dans le **champ à droit** il nous apparaitre tout les cas de charges déclarer précédemment on click sur le numéro de chaque cas aussi on donne leur coefficient convenable (EX : ELS : (1,00xG + 1.00xQ) alors cette combinaison doit être affiché dans le **champ à gauche** avec leur coefficient, pour passer d'autre combinaison on click sur le bouton **Nouveau**.

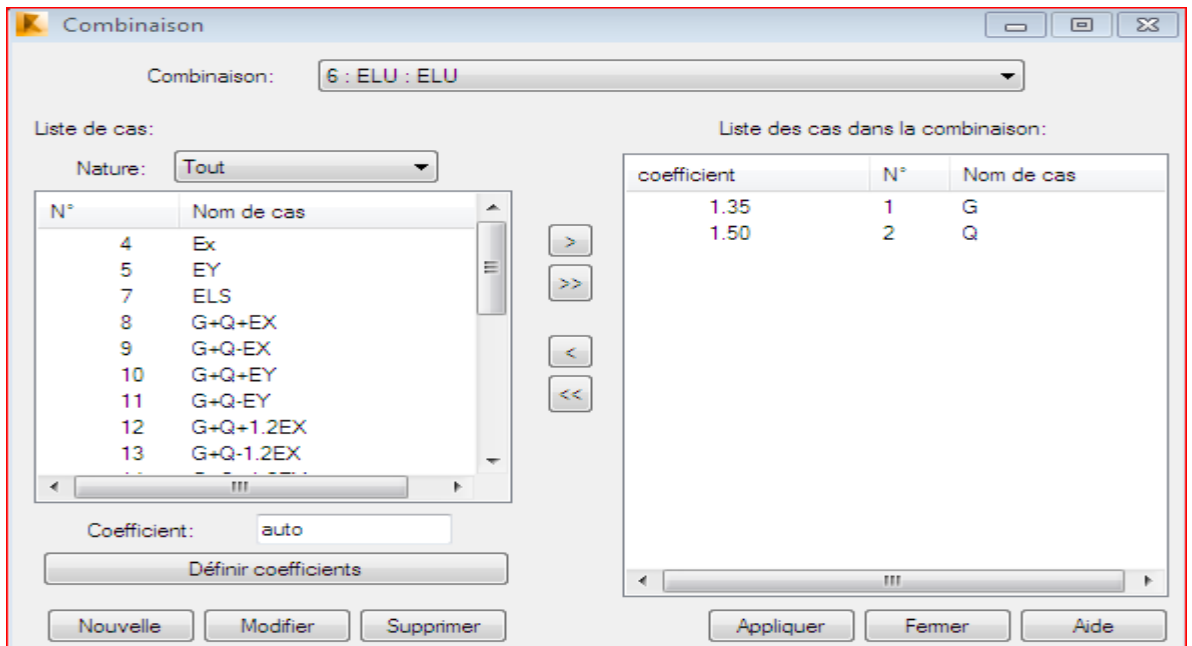


figure 10:saisie des coefficients



Les valeur des charge :

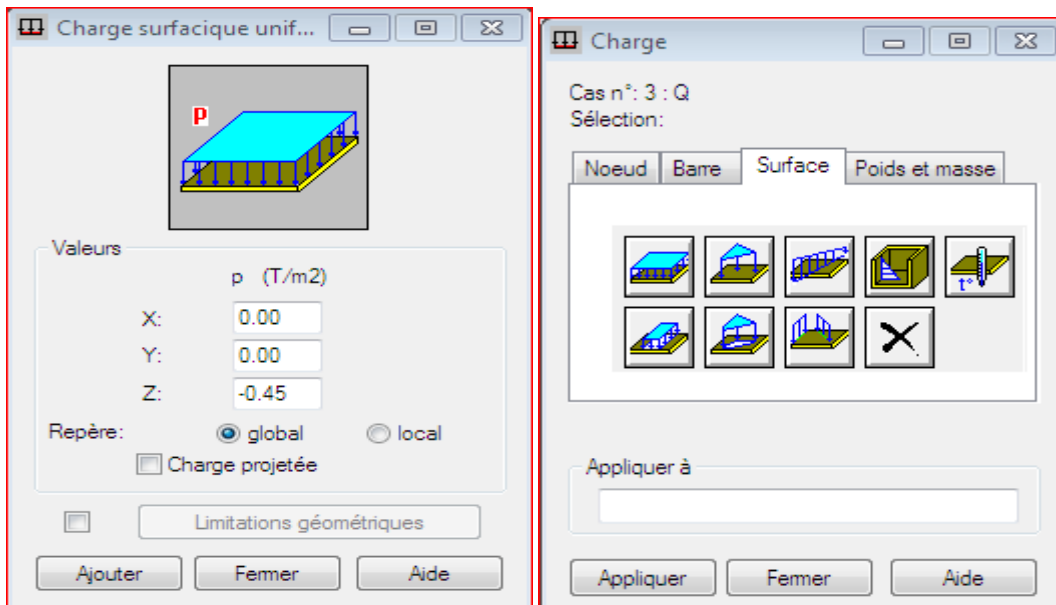



Figure11 :saisir les valeurs des charges

On sélection le cas de charge puis on introduit sa valeur selon leur type (modale, charge répartie,...) une fois la valeur et introduite on click sur l'élément pour appliquer la charge.

Les conditions limites :

Pour définir les appuis il faut cliquer sur l'icône ..

Pour définir les appuis de notre structure on clique sur  l'icône dans le menu vertical.

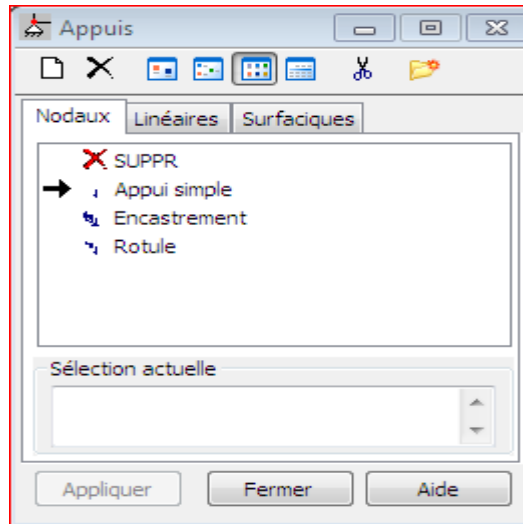


Figure 12 :définition des appuis(fondation)

On sélectionne le type d'appuis (noeud, linéaire, surfacique) dans notre cas on choisit : **Nodaux** => **encastrement** pour les poteaux, et **Linéaires** => **encastrement** pour les voiles.

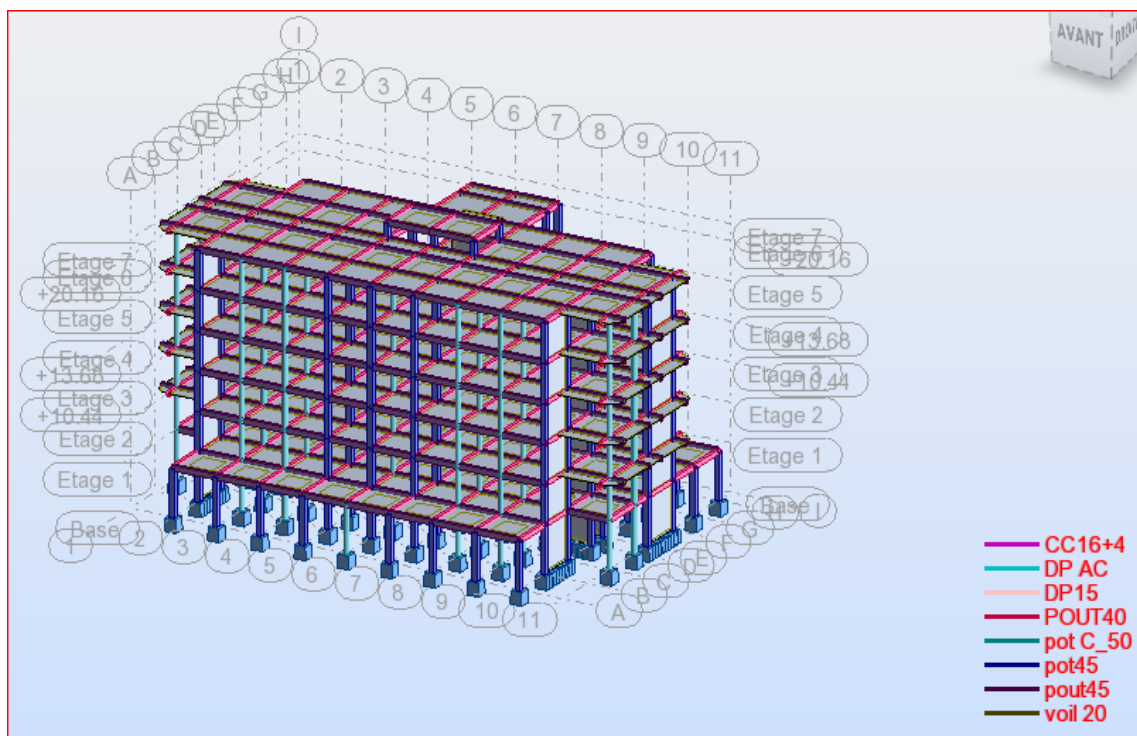


Figure13: la structure modélisée

- *Typed'analyse*

Après la modélisation, on définit le type d'analyse qui concerne de deux types (l'analyse modale et l'analyse sismique)

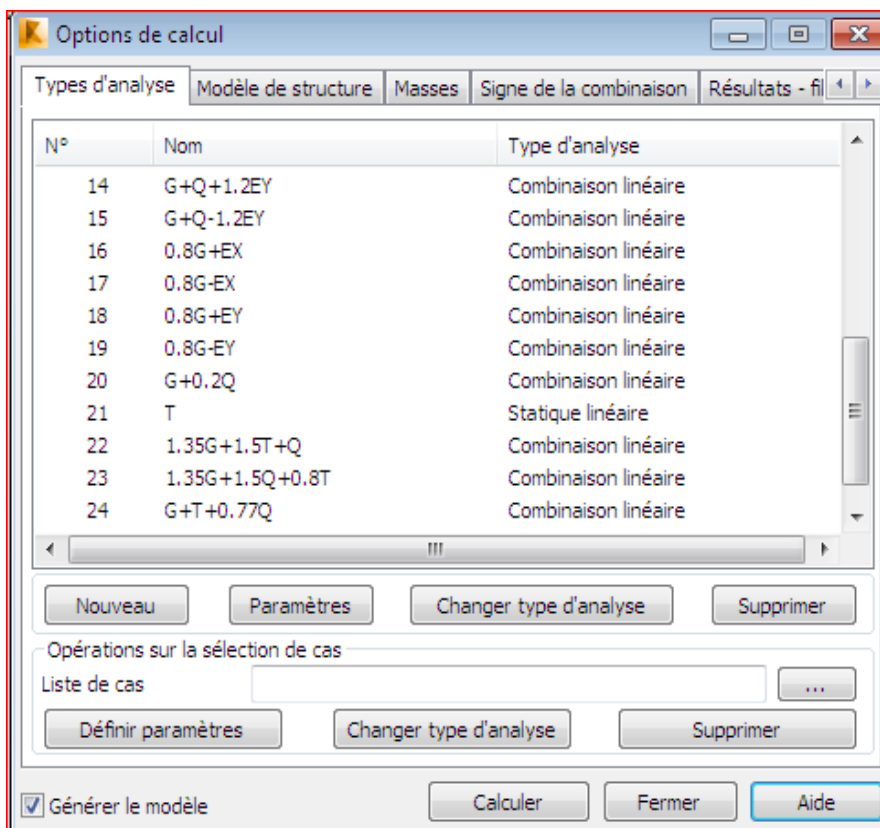


Figure 14/ option de calcul

On click sur le bouton **Analyse** dans le menu pour définir le type d'analyse et sur **Nouveau** pour choisir type d'analyse (modale)

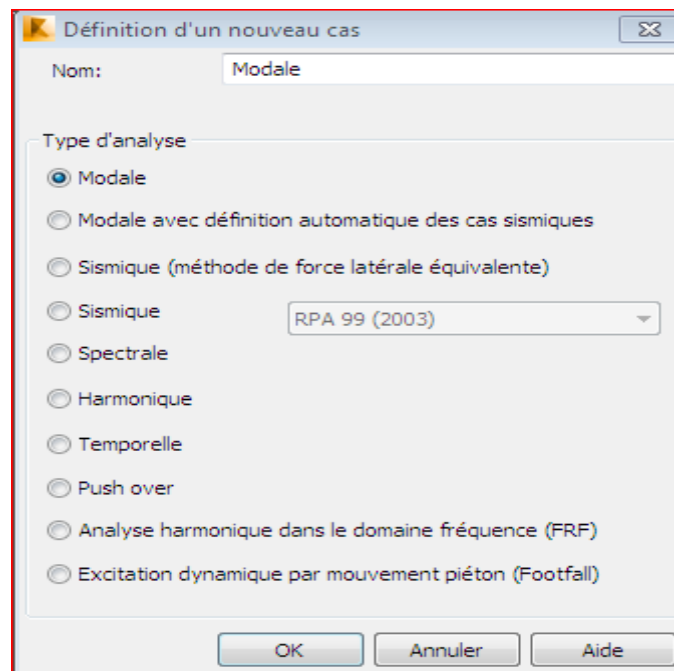


Figure 15 :type d'analyse Modale

On saisir le nombre du mode qu'est égale à notre **cas 12 mode** et la matrice des masse (concentré sans rotation) plus l'amortissement (0.10) et on click sur le bouton **Ok**.

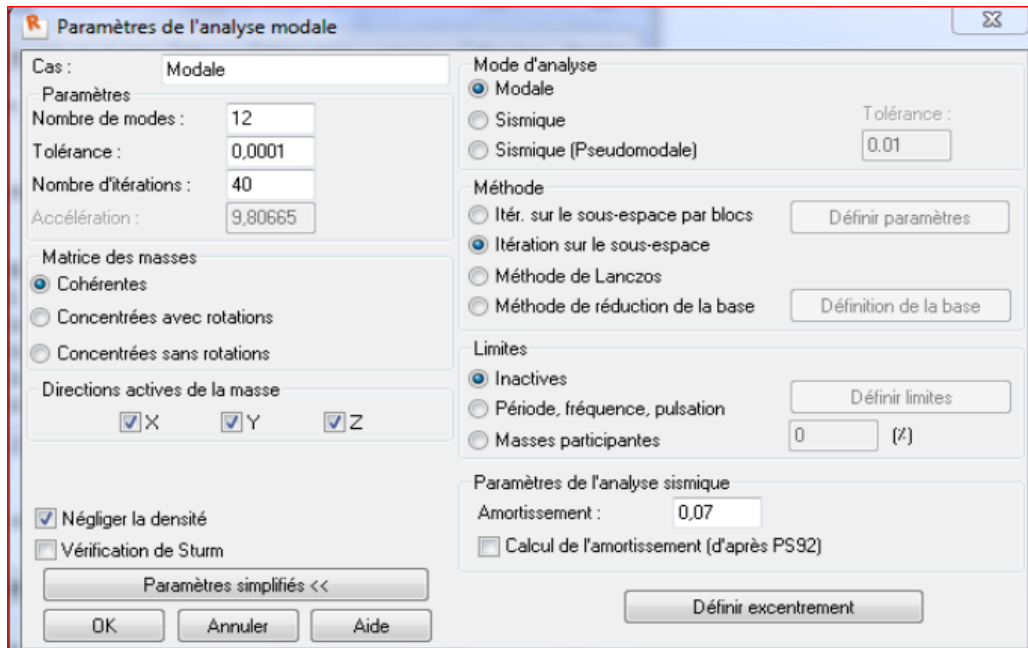


Figure 16 :Paramètre de l'analyse Modale

La même chose pour l'analyse sismique on doit faire les mêmes étapes que l'analyse modale on click sur **Nouveau** on saisir le type d'analyse sismique et on click sur **Ok**.

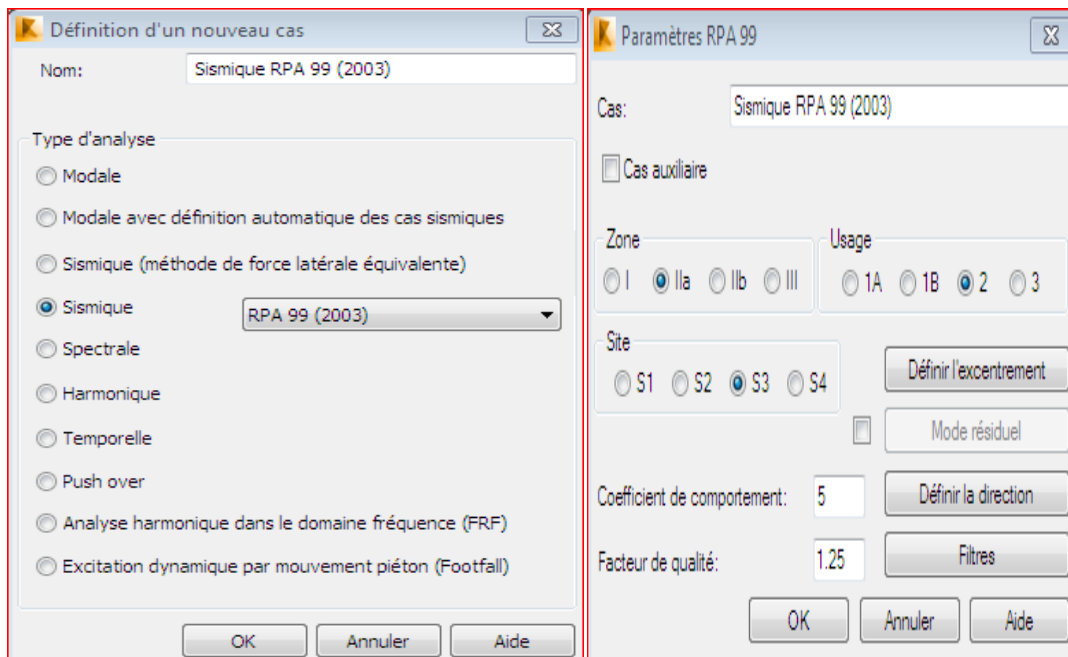



Figure17 :définition de L'analyse sismique

On saisir la Zone, L'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité.

Le lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches finis il nous reste que le lancement de l'analyse par un click sur le bouton **calculer**  dans le menu. Il est clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une la structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système « portique : poteaux-poutres ».

Données et résultats de l'étude Dynamique

Propriétés du projet: **mon robot configuré**

Nom du fichier:: **mon robot configuré (2).rtd**

Emplacement: C:ZAHRA +KHAOULA - Copie (2)

Créé: 02/05/17 13:43

Modifié: 06/05/17 17:22

Taille: 55693312

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 20.000 (m)

Y = 13.500 (m)

Z = 10.755 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 19.994 (m)

Y = 13.389 (m)

Z = 11.252 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 261955275.143 (kg*m²)

I_y = 640110476.210 (kg*m²)

$$I_z = 651156424.706 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 3680981.846 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$X = 19.994 \text{ (m)}$$

$$Y = 13.385 \text{ (m)}$$

$$Z = 11.334 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$I_x = 732266828.586 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1750197309.170 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1816651891.529 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 9970517.651 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 19.994 \text{ (m)}$$

$$Y = 13.385 \text{ (m)}$$

$$Z = 11.334 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 732266828.586 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1750197309.170 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1816651891.529 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 6289535.805 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	22131
Nombre de barres:	1213
Eléments finis linéiques:	6522
Eléments finis surfaciques:	21262
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0

Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	138
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	25
Combinaisons:	19

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M

Nbre de degrés de liberté stat.: 131958

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 26

Durée max itér. sur sous-espace: 144

Durée max solution prb. nonlin.: 0

Durée totale: 345

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 394231808

Espace pour fichier TMP solveur: 0

Espace pour itérat. s/sous-esp.: 27447472

Mémoire: 61121352

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition: 5.835279e+006 8.408802e+011

Précision:

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.83118e+000 (T*m)
Précision : 5.07690e-007

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 7.31019e-002 (T*m)
Précision : 1.14994e-006

Cas 3 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Cohérente
Nombre de modes : 10
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.100
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 4 : Ex

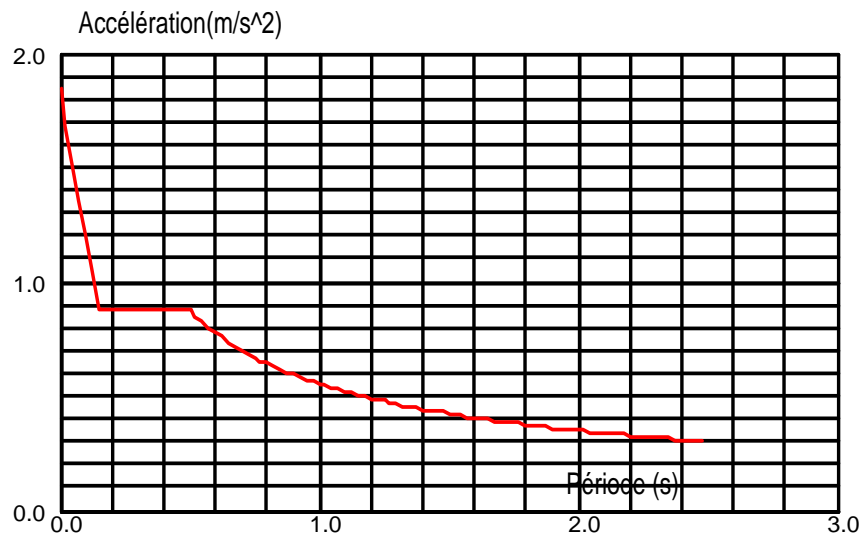
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.250

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement : $\alpha = 10.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\beta = [7/(2+\alpha)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 5 : EY

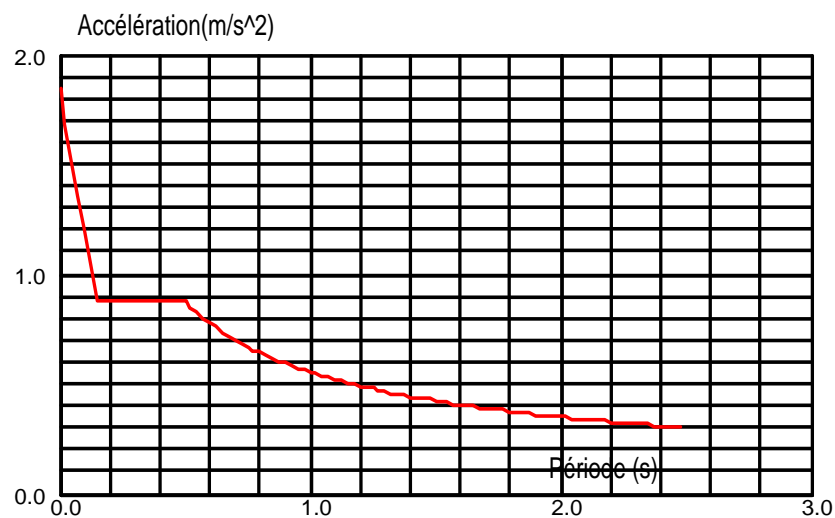
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.250

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement : $\alpha = 10.00\%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\beta = [7/(2+\alpha)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Combinaison d'action :

Cas 6 : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10: $G+Q+EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : $G+Q-EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : $G+Q+1.2EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : $G+Q-1.2EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14: $G+Q+1.2EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : $G+Q-1.2EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : $0.8G+EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : $0.8G-EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18: $0.8G+EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : $0.8G-EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : $G+0.2Q$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Pour éviter de mettre le joint de dilatation dans L'hôtel on tient compte de L'effet de température D'après le : CBA 91 $T_{max}=-25^{\circ}$ $T_{min}=15^{\circ}$

Cas 21 : T

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.06286e+001 (T*m)

Précision : 1.18560e-007

Cas 22 : $1.35G+1.5T+Q$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 23 : $1.35G+1.5Q+0.8T$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 24 : $G+T+0.77Q$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 25: $G+Q+0.6T$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Introduction

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer, la projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme. Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent, sous la forme de trains d'onde sismiques, autour et au travers du globe terrestre. Il produit aussi un dégagement de chaleur par frottement, au point de parfois fondre les roches le long de la faille .

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète¹. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La grande majorité des séismes se produisent à la limite entre les plaques tectoniques (séismes inter plaques) de la terre, mais il peut aussi y avoir des séismes à l'intérieur des plaques (séismes intra plaques).

La construction parasismique (ou anti-sismique) regroupe l'étude du comportement des bâtiments et structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de bâtiments et infrastructures résistant aux séismes.

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

L'objectif principal des règles de construction parasismique est la sauvegarde du maximum des vies humaines .

- comprendre l'interaction entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol ;
- prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre ;
- concevoir et construire des structures résistant aux tremblements de terre, conformément aux normes de construction locales.

Les normes de construction parasismique (Règlement parasismique algérien RPA) sont un ensemble de règles de conception et de construction à appliquer aux bâtiments pour qu'ils résistent le mieux possible à un séisme.

1- Choix de la méthode de calcul :

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées

- la méthode d'analyse modale spectrale
- la méthode statique équivalente;

a - Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

a.1./ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

SELON RPA Verson 2003 ARTICLE 4.1.2

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de **régularité en plan** et en **élévation** avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivante :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

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

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

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

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

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

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

1/La régularité en plan n'est pas vérifiée mais et la régularité en élévation est vérifiée avec une hauteur au plus égale à 65 cm en zone II.

a.2 /Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

-A : Coefficient d'accélération de zone

-R : Coefficient de comportement global de la structure

-D : Facteur de d'amplification dynamique de la structure

-Q : facteur de qualité

-W : Poids de structure

1/A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone

Sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Zones			
Groupes	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25

Tableau 1 : coefficient d'accélération de zone A.(selon RPA)

-2 / D : facteur d'amplification dynamique moyen,

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 2 :période caractéristique T2

• η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 3 :Valeurs de ξ (%)

4/ Estimation de la période fondamentale de la structure(selon article 4.2.4)

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (1)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à Dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau

Cas n°	Système de contreventement	C_T
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

Tableau 4: valeurs du coefficient C_T

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (2)$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par 1 et 2.

3/ R : facteur de qualité (D'après article 4.2 .3)

Cas	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables 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

Tableau 5 : valeurs du coefficient de comportement **R**

Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

4/ 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

Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (selon article 4.4 RPA 2003)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau (4.4 4 RPA 2003) :

Tableau 5 : valeurs des pénalités P_q

1/condition minimal sur les files de contreventement :EST/

D'après article 4.2.3 condition 4.4 RPA

système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées **n'excède pas 1,5**. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

2/redondance en plan :D'après article 4.2.3 condition 4.4 RPA

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3/ Régularité en plan : D'après RPA article 3.5.1

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf Fig 3.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf Fig 3.2)

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

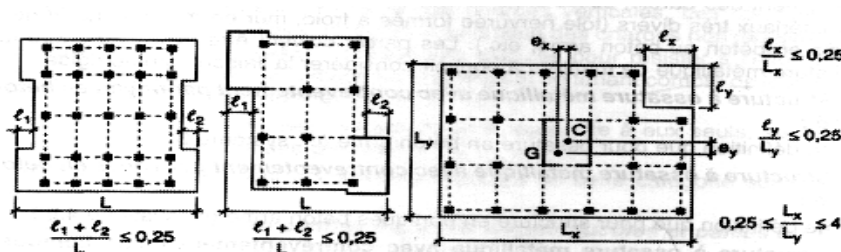


Fig. 1 : Limites des décrochements en plan

4. Régularité en élévation :

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

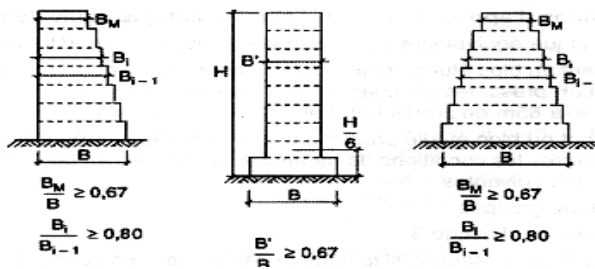


Fig. 2 : Limites des décrochements en élévation

2 /Analyse Modale spectrale : selon article 4.3 RPA 2003

2-1 Principe

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

2-2 Modélisation

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

➤ **Pour les Etape de modélisation voir chapitre précédent .**

3 : Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

a .3/Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003 :sens x :1/Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage étant un bâtiment a usage d'habitation situé à El teref (**Zone IIa**), Il sera classé au **groupe d'usage 2** donné par le tableau 1,

$$A=0,15$$

2/ D : facteur d'amplification dynamique moyenne.Calcul des T :

Catégorie S3 : (site meuble).

T2 = période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 2,

Site meuble «S3» → **T₂= 0,50 ; T₁= 0.15**

$$T' = C_t \times h_N^{3/4} \quad C_t=0,05, H_N=21,5 \dots\dots\dots 1$$

$$T' = 0.05 \times 21.5^{3/4} = 0.49s$$

$$T'' = 0.09 h_N / \sqrt{D} \dots\dots\dots 2$$

Car le système de contreventement de ce projet est un Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie, et ce Contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

où **D** est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. **D** est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. 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) alors

$$T = \min(T', T'')$$

$$\text{Sens X : } D=40.4 \text{ m ; } T''_x = \frac{0.09 \times 21.51}{\sqrt{40.4}} = 0.30 \text{ s} \quad T'' = 0.30 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x', T_x'') = T_x = \min(0.49 ; 0.30) \text{ Alors : } T_x = 0.30s$$

$$T = 0.30 \quad T_2 = 0.50 \quad 0 < T < T_2 \text{ alors}$$

$$D = 2.5 \eta \text{ Alors } \xi = 10\%, \quad \rightarrow \quad \eta = \sqrt{7/(2 + 10\%)} = 0.76$$

$$D = 2.5 \eta = 2.5 * 0.76 = 1.9.$$

3 / Coefficient de comportement :

Selon tableau 4 : **4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

.R=5

4/ Q : facteur de qualité :

1/condition minimal sur les filles de contreventement :EST/

Hauteur de RDC/Hauteur d'étage = $3.96/3.24 = 1.2 < 1.5$ **observé**

2/Redondance en plan

$L_{max}/L_{min} = 3.6/1.6 = 2.25 > 1.5$ redondance en plan est non vérifiée **non observé**

3/ Régularité en plan : D'après RPA article 3.5.1

a1.. Observé

a2.. Observé

a3. $l_x / l_y < 4$ Observé

a4. $l_x / L_x = 4/40.5 = 0.09 < 0.25$ observé

4. Régularité en élévation :

b1.. Observé

b2 ,Observé

b4. Longueur de RDC =40.5 m **observé**

Critère	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0 ,05
3.Régulair en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
Q = 1+ $\sum_1^5 p_q$	1.2

Tableau 6 :résultat du coefficient de qualité sens x

5/Poid de la structure (d'après robot millenium)

$W=6289.53 t$

Résultat de la force sismique dans le sens x

$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.2}{5} \times 6289,53t \quad V_x = 430,20 t$

Sens y :

Q : facteur de qualité :

1/condition minimal sur les filles de contreventement :EST/

Hauteur de RDC/Hauteur d'étage =3.96/3.24=1.2<1.5 **observé**

2/redondance en plan :

Lmax/lmin=3.6/1.6=1 <2.25 redondance en plan est vérifier **non observé**

3/ Régularité en plan

lx/Lx=7.5/27.4=0.27<0.25 la limite de décrochement en plan n'est pas vérifier **non observé**

4. Régularité en élévation :

$$B'/B = 23.4/27.4=0.85 > 0.67$$

observé

Critère	P _q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0.05
3. Régulier en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$	1.25

Tableau 7 : résultat du coefficient de qualité sens y

Résultat de la force sismique dans le sens y :

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.25}{5} \times 6289,53 \quad V_y = 448.12t$$

Analyse des résultats1/Fréquence ,période,masse, :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [KG]	Tot.mas.UY [t]
3/1	1.68	0.60	0.00	72.17	0.00	72.17	6289535.81	6289535.81
3/2	1.83	0.55	72.38	72.17	72.38	0.00	6289535.81	6289535.81
3/3	2.12	0.47	72.47	72.17	0.08	0.00	6289535.81	6289535.81
3/4	6.28	0.16	72.47	91.96	0.00	19.79	6289535.81	6289535.81
3/5	7.14	0.14	92.87	91.96	20.40	0.00	6289535.81	6289535.81
3/6	7.70	0.13	92.87	91.96	0.00	0.00	6289535.81	6289535.81
3/7	8.16	0.12	92.87	91.96	0.00	0.00	6289535.81	6289535.81
3/8	8.36	0.12	93.04	91.96	0.18	0.00	6289535.81	6289535.81
3/9	10.77	0.09	93.04	96.45	0.00	4.49	6289535.81	6289535.81
3/10	10.96	0.09	93.04	96.59	0.00	0.14	6289535.81	6289535.81

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Tableau 8 :tableau des masses

2/-l'effort sismique à la basse de la structure :

Noeud/Cas/Mode	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	M[Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
Cas	<i>EX</i>					
Mode CQC						
Somme totale	406.31	24.60	2024.94	7.57	185.69	0.80
Somme réactions	404.95	0.59	0.13	2.07	5776.54	5500.91
Somme efforts	404.96	0.59	0.12	2.09	5777.00	5501.01
Vérification	809.92	1.18	0.25	4.16	11553.54	11001.91

Précision	1.83041e-003	1.05906e-004				
-----------	--------------	--------------	--	--	--	--

Noeud/Cas/Mode	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
Cas	EY					
Mode CQC						
Somme total	14.09	384.40	2131.16	199.97	7.47	1.13
Somme reactions	0.61	382.67	2.23	5430.61	45.09	7652.23
Somme efforts	0.59	382.67	2.23	5430.48	44.77	7652.21
Verification	1.19	765.34	4.46	10861.10	89.86	15304.44
Precision	1.83041e-003	1.05906e004				

⇒ **-Résultat des forces dynamique EX :**

Tableau9 :L'effort sismique EX

⇒ **-Résultat des forces dynamique Ey :**

Tableau10 :L'effort sismique EX

3 :Déplacement

	UX(cm)	UY(cm)	UZ(cm)	RX(Deg)	RY(Deg)	RZ(Deg)
MAX	0.1	6.1	1.1	0.004	0.004	0.000
Noeud	25656	29257	799	26536	2216	5029
MIN	-0.0	0.0	-0.8	-0.001	-0.002	-0.000
Nœud	5153	92	23262	24201	2284	5160
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)

Tableau 11 :déplacement de la sructure

4- Comapraison entre les resultas calculé par la méthode statique et la méthode modale spectrale :

1/Vérification de la période :

Selon les RPA 99 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{calcul}} \leq 1,3.T_{\text{théorique}}$$

$$T_{\text{théorique}} = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$C_T = 0,05 \rightarrow (\text{habitation} \dots \text{Article 4,6 page 45 RPA99})$$

h_n : hauteur mesurée (m/ à partir de la base de la structure jusqu'à le dernier niveau)

$$h_n = 21.51m$$

$$T_{\text{théorique}} = 0.05 \times (21.51)^{0.75} = \mathbf{0,49 \text{ sec}}$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.55 \text{ sec}$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.55 \text{ sec} \leq 1,3.T_{\text{théorique}} = 1.3 \times 0.49 = 0.66 \text{ sec} \text{ condition vérifié}$$

2/Vérification de la force sismique :

Selon les RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-3-6) :

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta} .

$$\mathbf{0.8 V_{\text{dyn}} < V_{\text{stat}}.}$$

$$V_{x\text{dyn}(\text{robot})} = \mathbf{406,31}$$

$$V_{y\text{dyn}(\text{robot})} = \mathbf{384,40t}$$

$$\rightarrow 0,8 V_{xstat} = 0,8 \times 430,20 = 344,16 \text{ t}$$

$$\rightarrow 0,8 V_{ystat} = 0,8 \times 448,12 = 358,49 \text{ t}$$

$$V_{(dynamique)} > 80\% V_{(statique)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens } x : 406,31 \text{ t} > 344,16 \text{ t} \\ \text{Sens } y : 384,40 \text{ t} > 358,49 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

3/ Vérification des déplacements latéraux:

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA 99/Version 2003**, consiste en la vérification des déplacements, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivant

- ❖ la stabilité structurale
- ❖ l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux
- ❖ le confort humain durant et après les effets du séisme

En effet, selon l'article **5-10 du RPA 99/2003**

4/JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE DEFOMRATION

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré .il faut que :

$$\Delta_K < \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0.001 \times 2151 \text{ m} = 21.51 \text{ cm}$$

$$\Delta_K = 0 \text{ selon robot a l'ELU}$$

$$\Delta_K = 6,1 \text{ cm selon robot a } (G+Q+1.2 \text{ EY})$$

$$\Delta_K < \bar{\Delta} \quad 5.5 < 21.51 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Le calcul des sections sera mené selon le (BAEL91) En respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003)

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

1- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et solliciter par des moments de et des efforts tranchant Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime et l'état accidentelle suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

✓ Les combinaisons de calcul:

Selon BAEL 91 : E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$

Selon le R.P.A 99/version2003 : Accidentels: $G+Q \pm E$

Accidentels: $0.8G \pm E$

✓ Recommandation du RPA 99/version 2003 :

✓ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

40 ϕ en zone I et II

50 ϕ en zone III

✓ Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de (h/4, 12 ϕ)

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre ϕ 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.

✓ Condition de non fragilité :

Selon BAEL 91 :

$$\frac{A_t}{bd} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

1-1 Ferrailages des poutres principales :

Exemple de calcul manuelle (poutre d'un étage courant) :

Présentation des résultats dans un Tableau:

Moment (kn.m)	ELU	ELA	ELS
En travée	52,3	55,9	38,3
Sur appuis	-130,1	-144,7	-95,4

Tableau 1 : Moment de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot

Exemple d'un calcul numérique :

➤ 1-1/ELU : (1,35G + 1,50) :

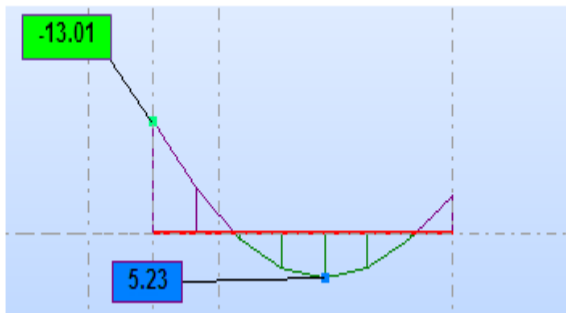


Figure1 : Diagramme des moment de la poutre a L'ELU

▪ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{52.3}{0.30 \cdot 0.425^2 \cdot 14166.66} = 0.068$$

$$\epsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.0017} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.669) = 0.392$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.068)})$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.088 = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{52.3}{0.964 * 0.425 * 347826.08} = 0.00036 \text{ m}^2$$

$$A_s = 3.6 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2, \mu = \frac{130.1}{0.30 * 0.425^2 * 14166.66} = 0.169$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1.15} = 0.00173, \alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.0017} = 0.669$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.669) = 0.392$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.169)}) = 0.$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.233 = 0.906$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{130.01}{0.906 * 0.425 * 347826.08} = 0.000971 \text{ m}^2$$

$$A_s = 9.71 \text{ cm}^2$$

✚ 1-2/ELA : (G+Q+Ex)

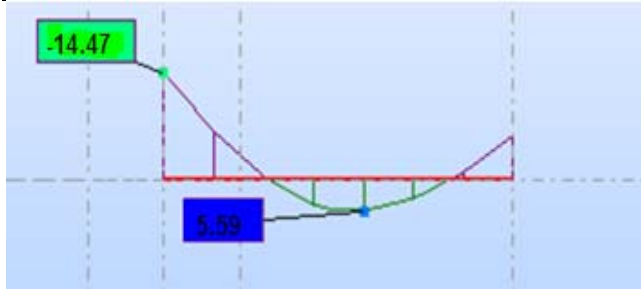


Figure2 :Diagramme des moment de la poutre a L'ELA

▪ En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{55.9}{0.30 \cdot 0.425^2 \cdot 18478.26} = 0.055$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.636 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.636) = 0.379$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.055)}) = 0.071$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine1}$$

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.071 = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55.9}{0.971 \cdot 0.425 \cdot 400000} = 0.000338 \text{ m}^2$$

$$A_s = 3.38 \text{ cm}^2$$

▪ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{144.7}{0.30 \cdot 0.425^2 \cdot 18478.26} = 0.144$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.636 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.636) = 0.379$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1} - \sqrt{2(0.144)}) = 0.196$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.196 = 0.921$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55.9}{0.921 \cdot 0.425 \cdot 400000} = 0.000924 \text{ m}^2$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0.2 \cdot 0.30 \cdot 0.425 \cdot \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.53 \text{ cm}^2 \leq 3.38 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,2 \times 0,30 \times 0,425 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,53 \text{ cm}^2 \leq 9.$$

Donc on adopte: **3HA14** = 4.62cm² en travée

$$\mathbf{3HA14+3HA16} = 10.65 \text{ cm}^2 \quad \text{en appuis}$$

1-3/Vérification de la section d'acier A L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

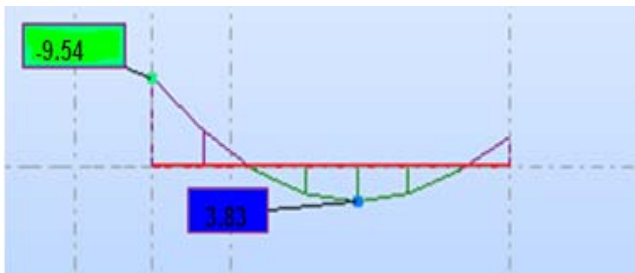


Figure3 :Diagramme des moment de la poutre al'ELS

a)En travées :

$$M_s = 38,3 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(As + A's) - 15(A's \cdot c' + As \cdot d) = 0 \Rightarrow 30x^2/2 + 15 \cdot (4,62)x - 15(4,62 \cdot (42,5)) = 0$$

$$15x^2 + 69,3x - 2945,25 = 0$$

$$\Delta = (69,3)^2 - 4(15) \cdot (-2945,25) = 181517,49 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 426$$

$$x_1 = (-69,3 - 426) / 30 = -16,51 \text{ cm}$$

$$x_2 = (-69,3 + 426) / 30 = 11,89 \text{ cm}$$

$$x = x_2 = 11,89 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 - 15A'_s (x-c)^2$$

$$I = (30 \times (11.89)^3/3) +$$

$$15 \times 4.62 (42.5 - 11.89)^2$$

$$I = 81741.30 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{38,3 \cdot 11,89 \cdot 10^{-2}}{81741,3 \cdot 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 5557 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5557 \text{ kn/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

b) Sur appuis :

$$M_s = 95.4 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s c' + A_s d) = 0 \implies 30x^2/2 + 15(10.65)x - 15(10.65(42.5)) = 0$$

$$15x^2 + 159.75x - 6789.37 = 0$$

$$\Delta = (159.75)^2 - 4(15) \cdot (-6789.37) = 432882.26 \implies \sqrt{\Delta} = 657.99$$

$$x_1 = (-159.75 - 657.99) / 30 = -27.25 \text{ cm}$$

$$x_2 = (-159.75 + 657.99) / 30 = 16.60 \text{ cm}$$

$$x = x_2 = 16.60 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 - 15A'_s(x-c')^2$$

$$I = (30 \times (16,60)^3/12) + 15 \times 10,65 (42,5-16,60)^2$$

$$I = 111736,193 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de la contrainte :**▪ **En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{95,4.16,60.10^{-2}}{111736,193.10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14173,02 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14173,02 \text{ kn/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 139,4 \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{139,4}{(30 \times 40) 10^{-2}} = 1161,66 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2, 5000) \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifiée

Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1,28; 1,4; 3\}$$

$$\Phi_t = 1,28 \quad \text{Soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = 37,8 \text{ cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 37,8 \text{ cm}$$

✓ **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min (45/4 ; 12 \times 1,6) = 11,25 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22,5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante.

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$

$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 < 15,27 \text{ cm}^2$

✓ **Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :**

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

✓ **Zone nodale**

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante**

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage total max des acier long :**

▪ **4‰ en zone courante :**

$$A_{s1} = 4/1000 \times 30 \times 45 = 48 \text{ CM}^2$$

▪ **6‰ en zone de recouvrement :**

$$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 45 = 72 \text{ CM}^2$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ CM}^2$$

1-2 Ferrailage des poutre principale par expert

❖ Poutre principale (terrasse) 30.45 :

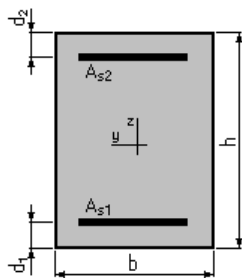
Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	46,80	-100,50
Etat Limite de Service	34,30	-73,60
Etat Limite Ultime (Accidentel)	58,20	-97,80

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 9,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 1,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,09$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 46,80$	(kN*m)	$M_{min} = -100,50$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 6,8$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 39,8$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,90$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 240,0$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 34,30$ (kN*m) $M_{\min} = -73,60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 14,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 37,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 201,6$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 88,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 58,20$ (kN*m) $M_{\min} = -97,80$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 39,9$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,81$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 222,4$ (MPa)

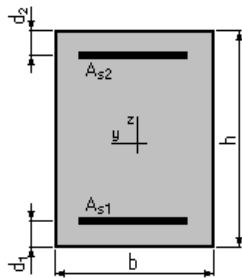
1-3 Poutre principale de l'étage(30.45)

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	52,30	-130,10
Etat Limite de Service	38,30	-95,40
Etat Limite Ultime (Accidentel)	55,90	-144,70

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 9,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 1,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,05$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

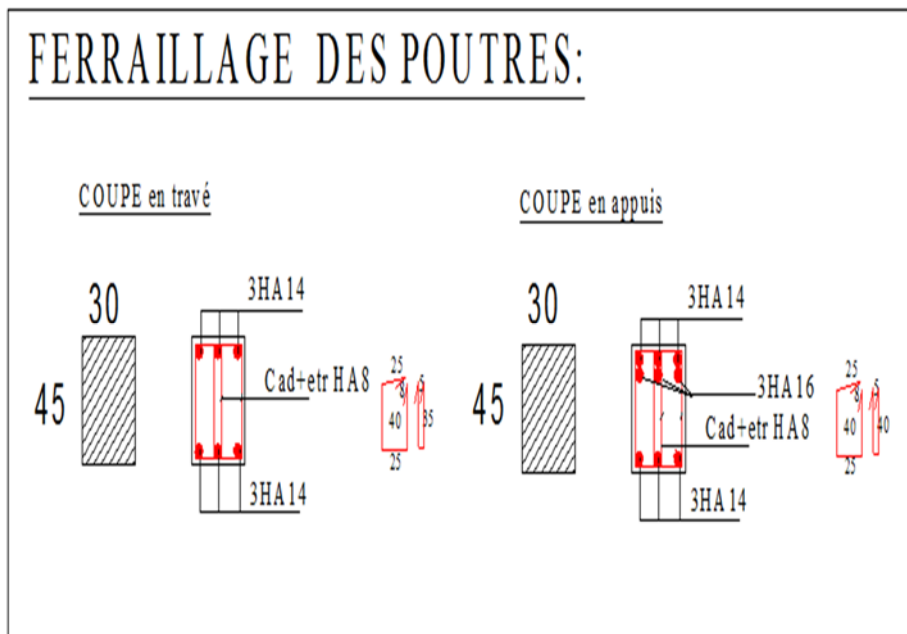
Cas ELU	$M_{max} = 52,30$	(kN*m)	$M_{min} = -130,10$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 7,1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 39,7$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,00$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 347,8$	(MPa)		
comprimée:	$\sigma'_s = 259,7$	(MPa)		

Cas ELS $M_{max} = 38,30$ (kN*m) $M_{min} = -95,40$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,54
 Position de l'axe neutre: $y = 14,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 37,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 259,1$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 116,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\text{max}} = 55,90$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -144,70$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 39,8$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,89$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 238,4$ (MPa)



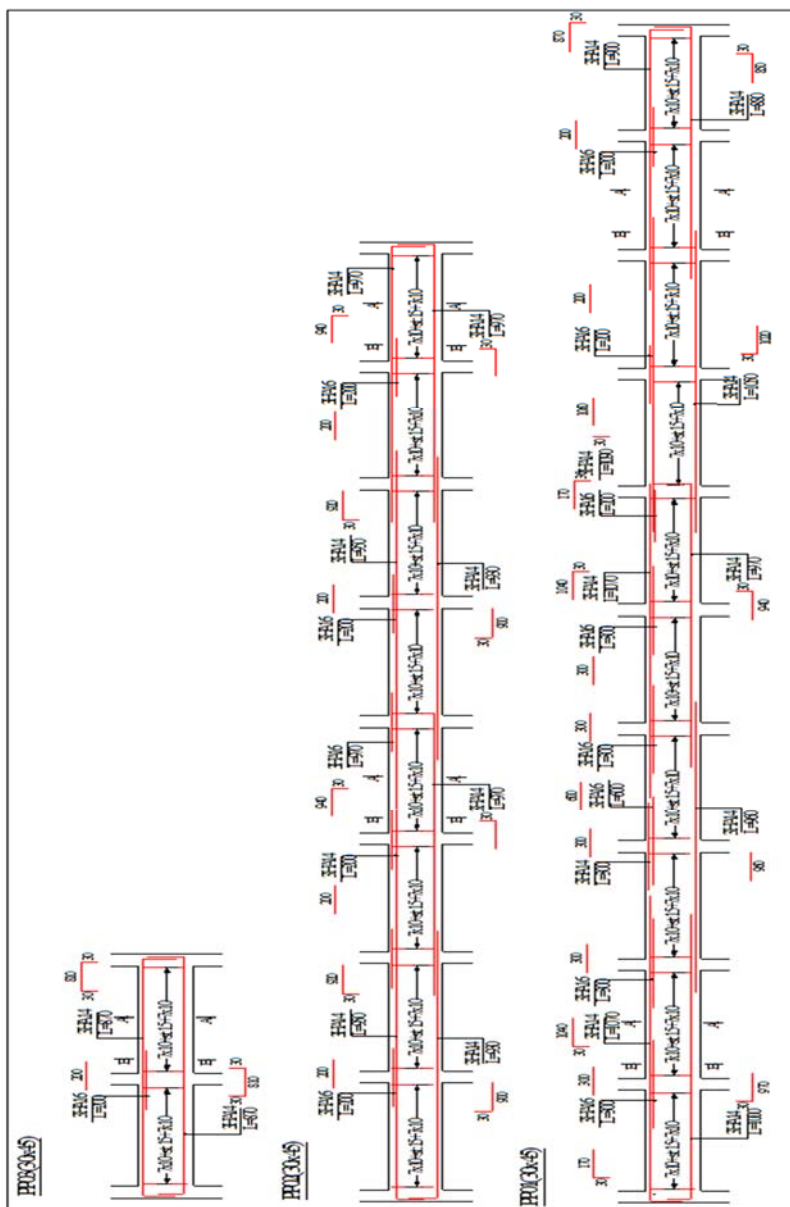


Figure 4 :ferrailage de la poutre principale

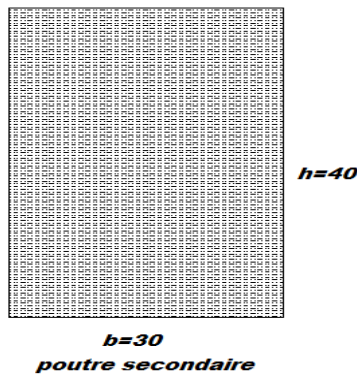
2- Ferraillages des poutres secondaire (30 .40) :

Exemple de calcul manuel (poutre d'un étage courant)

<u>Moment (kn.m)</u>	<u>ELU</u>	<u>ELA</u>	<u>ELS</u>
En travée	24,4	56,2	17,7
Sur appuis	-72	-113,7	-52,8

tableau 2 :Moment de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot

Exemple d'un calcul numérique :



➤ 1-1/ELU : (1,35G + 1,5Q) :

Conversion des unités :

$f_{c28} = 25\text{Mpa} = 25000 \text{ kn/m}^2$

$f_e = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ kn/m}^2$

$E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 2 \cdot 10^8 \text{ kn}$

$f_{t28} = 2.1 \cdot 10^3 \text{ kn/m}^2$

$\gamma_s \rightarrow ELU \rightarrow 1.15$

$\gamma_b \rightarrow ELU \rightarrow 1.5$

$h=45 \quad d=37.5 \quad e= 2.5 \text{ cm} \quad h=45 \quad b=30$

Ferraillage en travée :

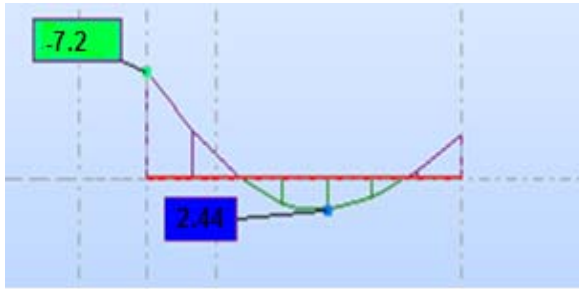


Figure5 :Diagramme des moment de la poutre al'ELS

$$M_{tx} = 2.110kn.m$$

$$\mu = \frac{M_t}{b*d^2*f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85*f_{c28}}{\theta_b*\gamma_b} = \frac{0.85*25000}{1*1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{24.4}{0.30*0.375^2*14166.66} = 0.040$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s*\gamma_s} = \frac{400000}{2*10^8*1.15} = 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5+1000\varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5+1000*0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8\alpha_R(1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.673) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A's = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.040)}) = 0.0512$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine1}$$

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0512 = 0.980$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta*d*\sigma_s} = \frac{24.4}{0.980*0.375*347826.08} = 1.910^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.9cm^2$$

FERRAILLAGE EN APPUI :

$$M_{ax} = -72 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{72}{0.30 \cdot 0.375^2 \cdot 14166.66} = 0.120$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.673) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A's = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.120)}) = 0.161$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \cdot 0.161) = 0.935$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72}{0.935 \cdot 0.375 \cdot 347826.08} = 5.60 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 5.90 \text{ cm}^2$$

➤ **1-1/ELA ::**

Conversion des unités :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} = 25000 \text{ kn/m}^2$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ kn/m}^2$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 2 \times 10^8 \text{ kn}$$

$$f_{t28} = 2.1 \times 10^3 \text{ kn/m}^2$$

$$\gamma_s \rightarrow \text{ELA} \rightarrow 1$$

$$\gamma_b \rightarrow \text{ELA} \rightarrow 1.15$$

$$h=45 \quad d=37.5 \quad e=2.5 \text{ cm} \quad h=45 \quad b=30 \text{ cm}$$

Ferraillage en travée :

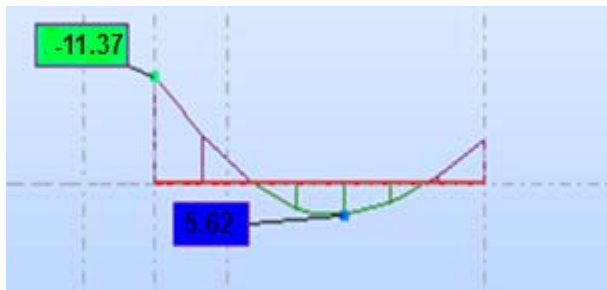


Figure 6 : Diagramme des moment de la poutre al'ELS

$$M_{tx} = 52.6 \text{ kn. m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{52.6}{0.30 \cdot 0.375^2 \cdot 18478.26} = 0.027$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1} = 2 \cdot 10^{-3} = 2 \%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.636 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.636) = 0.379$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A's = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 \sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.027)}) = 0.035$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000 \text{ kn/m}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 * 0.035) = 0.986$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{52.6}{0.986 * 0.375 * 400000} = 3.79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 3.79 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appuis :

$$M_{ax} = -113.7 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{113.7}{0.30 * 0.375^2 * 18478.26} = 0.145$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1} = 2 \cdot 10^{-3} = 2 \%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8\alpha_R (1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 * 0.636 * (1 - 0.4 * 0.636) = 0.379$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A's = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2.0,145)}) = 0.197$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000 \text{ kn/m}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 * 0.197) = 0.921$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{113.7}{0.921 * 0.375 * 400000} = 8.23 \cdot 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_s = 8.23 \text{ cm}^2$$

Condition de non frigidité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte en :

En travée : **3HA 14 = 4.62 cm²**

En appuis : **3HA 14 + 3HA 14 = 9,24 cm²**

Vérification de la section du ferrailage Al 'ELS :

En travée :

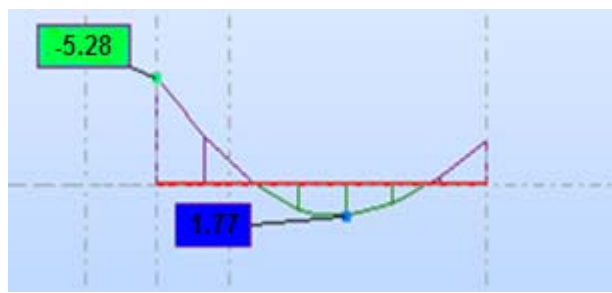


Figure7: Diagramme des moment de la poutre al'ELS

$$A_s = 4.60 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 17.7 \text{ Kn} \cdot \text{m}^2$$

1/ La position de l'axe neutre (X) :

$$b/2x^2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s' \cdot c' + A_s \cdot d) = 0 \Rightarrow$$

$$30x^2/2 + 15(4.62)x - 15(4.62 \cdot (37.5)) = 0$$

$$15x^2 + 69,3x - 2598.75 = 0$$

$$\Delta = (69,3)^2 - 4(15) \cdot (-2598.75) = 160727.49 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 400$$

$$x_1 = (-69,3 - 400) / 30 = -156,43 \text{ cm}$$

$$x_2 = (-69,3 + 400) / 30 = 11,02 \text{ cm}$$

$$x = x_2 = 11,02 \text{ cm}$$

2/Moment d'inertie (I) :

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 - 15A'_s (x-c')$$

$$I = (30 \times (11,02)^3 / 12) + 15 \times 4,62 (37,5 - 11,02)^2$$

$$I = 61975,224 \text{ cm}^4$$

3/Vérification de la contrainte du béton :

Il faut que $\sigma_b < \sigma_{b'}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25000 = 15000 \text{ kn/m}^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \times x}{I} \right) \Rightarrow 17,7 \times 11,02 \times 10^{-2} / 61975,10^{-8} = 3147,2 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \text{ cv}$$

$\sigma_b < \sigma_{b'}$ la condition est vérifiée

En appuis :

$$A_s = 4,62 + 4,62 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 52,8 \text{ Kn} \cdot \text{m}^2$$

1/La position de l'axe neutre (X) :

$$b/2x^2 + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s \cdot c' + A_s \cdot d) = 0 \Rightarrow$$

$$30x^2/2 + 15(9,24)x - 15(9,24 \cdot (37,5)) = 0$$

$$15x^2 + 138,6x - 5197,5 = 0$$

$$\Delta = (138,6)^2 - 4(15) \cdot (-5197,5) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 575,37$$

$$x_1 = (-138,6 - 575,378) / 30 = -23,79 \text{ cm}$$

$$x_2 = (138.6 + 575.378) / 30 = 14.55 \text{ cm}$$

$$x = x_2 = 14.55 \text{ cm}$$

2/Moment d'inertie (I) :

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 - 15A'_s (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (14.55)^3 / 3) + 15 \times 4.9.24 (37.5 - 14.55)^2$$

$$I = 103803.67 \text{ cm}^4$$

3/Vérification de la contrainte du béton :

Il faut que $\sigma_b < \sigma_b'$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25000 = 15000 \text{ kn/m}^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser \times x}}{I} \right) \Rightarrow 52.8 \times 14.55 \times 10^{-2} / 103803.67 \times 10^{-8} = 7400 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \text{cv}$$

$\sigma_b < \sigma_b'$ la condition est vérifiée

Calcul des Armaturé transversale :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{5.52}{(30 \times 37.7) \times 10^{-2}} = 0.499 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_u' = \min\{3.33 \text{ MPu} , 5 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2, \tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifie

Vérification du diamètre :

$$\varphi_t < \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_{1 \text{ MIN}}, \frac{b_0}{10}\right) \longrightarrow = \left(\frac{40}{35}, 1,4, \frac{30}{10}\right) \quad \varphi_t < 1.14$$

On adopte un cadre : $\varphi 8$: **section de At8** $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

L'espace entre les cadres :

$$ST_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = (0.9, 18, 40 \text{ cm}) = \min(16, 2, 40) \text{ cm}$$

Donc **St₁=20cm**

$$ST_2 = \frac{AT \times f_e}{b \times 0.4} = \frac{2.01 \times 400}{30 \times 0.4} = 67 \text{ cm} \quad \text{donc } ST_2 \leq 67 \text{ cm}$$

Alors on prends le min entre $(St_1 ; St_2) = 20 \text{ cm}$

-Vérification selon RPa 2003 selon article page 68 :

✓ **Zone nodale :**

$$ST \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$$

$$ST \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.6\right) = \min(10, 19.2) \longrightarrow ST = 10 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante :**

$$ST \leq \frac{h}{2} = ST \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ CM}$$

Alors on prend $ST = 20 \text{ CM}$

Car il faut que $ST \leq 33.75$ Condition vérifiée

Alors on prend $ST = 20 \text{ cm}$

✓ **Pourcentage minimal exigé par L'RPA**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 < 13,86 \text{ cm}^2$$

✓ **Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :**

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

✓ **Zone nodale**

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ CM}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante**

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ CM}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage total max des acier long :**

▪ **4‰ en zone courante :**

$$A_{s1} = 4/1000 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

▪ **6‰ en zone de recouvrement :**

$$A_{s2} = 6/100 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ CM}^2$$

2-2 Ferrailage des poutres secondaire par expert

Poutre secondaire de la terrasse :(30 .40)

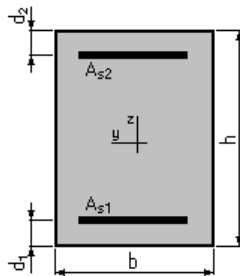
Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	19,80	-58,80
Etat Limite de Service	14,90	-43,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	30,90	-88,50

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6,3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 1,2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,75$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 19,80$	(kN*m)	$M_{\min} = -58,80$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 5,4$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 35,4$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,66$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 177,3$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 14,90$ (kN*m) $M_{\min} = -43,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 11,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 201,6$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 74,3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 30,90$ (kN*m) $M_{\min} = -88,50$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,53$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 151,5$ (MPa)

Poutre secondaire d'étage (30 ;40)

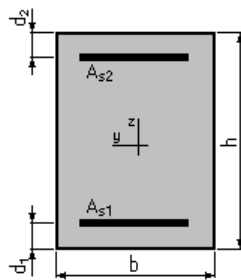
Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 40,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	24,40	-72,00
Etat Limite de Service	17,70	-52,80
Etat Limite Ultime (Accidentel)	56,60	-113,70

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 8,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 1,2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,08$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 24,40$	(kN*m)	$M_{min} = -72,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,40		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 5,9$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 35,1$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,88$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 347,8$	(MPa)		
comprimée:	$\sigma'_s = 216,7$	(MPa)		

Cas ELS	$M_{max} = 17,70$	(kN*m)	$M_{min} = -52,80$	(kN*m)
----------------	-------------------	--------	--------------------	--------

Coefficient de sécurité: 2,09
Position de l'axe neutre: $y = 12,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,6$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 191,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 79,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 56,60$ (kN*m) $M_{\min} = -113,70$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 5,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 35,2$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,78$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 198,9$ (MPa)

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE :

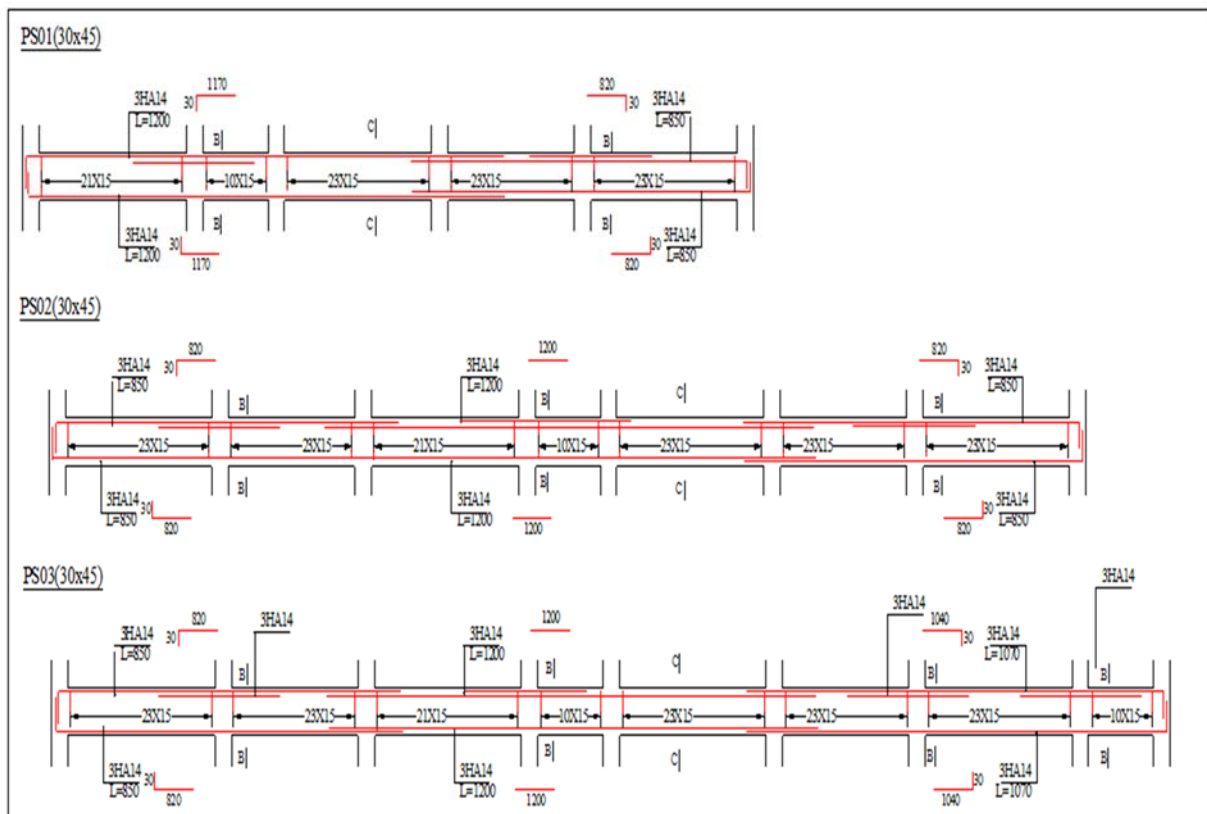
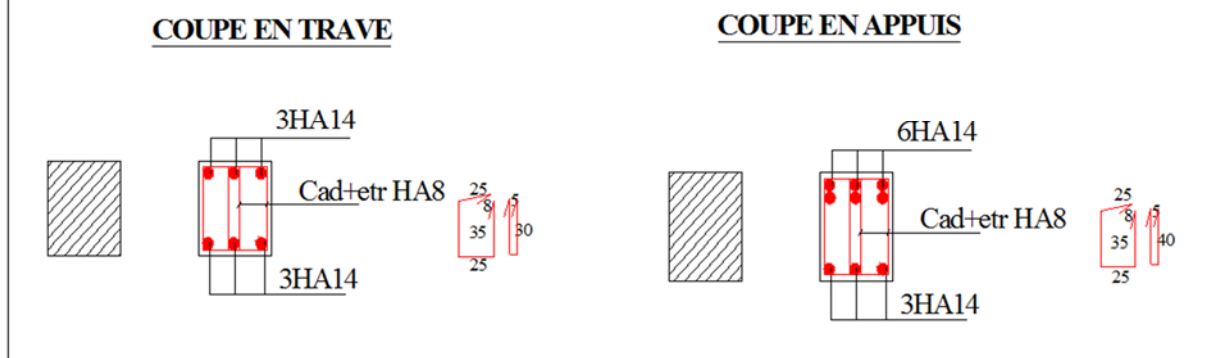


Figure 8: ferrailage de la poutre secondaire

3- Ferrailage des Poteaux

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens Transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable, Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive. L'étude se fera manuellement sur le poteau central pour le cas suivant : **Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment qui lui correspond.**

3-1 Les Combinaisons de calcul:

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

G + Q + 1.2E

0.8 G + E

Avec : **1.35G+1.5Q** suivant (BAEL91)

3-2 Recommandation du RPA 99/version 2003 :

▪ Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, le pourcentage minimal de l'acier par rapport à la section du béton est de:

0,7% en zone I

0,8% en zone II

0,9% en zone III

▪ Le pourcentage maximal sera de :

3% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum de barre d'acier est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est de :

40 ϕ en zone I et II

50 ϕ en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone I et II

20 cm en zone III

▪ **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) \text{ En zone I et II}_a$$

$$t \leq 10\text{cm} \text{ En zone II}_b \text{ et III}$$

zone courante :

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ En zone I et II}_a$$

$$t' \leq \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) \text{ En zone II}_b \text{ et III}$$

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 : 0,8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g Est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum. Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

D'après le calcul numérique on a :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront calculés en flexion composée en considérant les sollicitations suivantes :

N_{\max} → **M correspondant**

M_{\max} → **N correspondant**

avec

N_{\max} : **effort normal maximum**

M_{\max} : **moment maximum**

Présentation des résultats dans un Tableau :

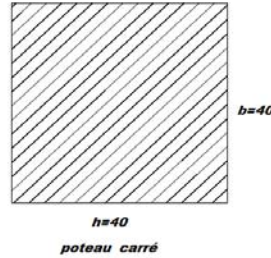
<u>L'état</u>	<u>ELU</u>	<u>ELA</u>	<u>ELS</u>
Moment (kn.m)	2249,5	1993,4	1,4
Efforts normal (kn)	1,9	2,3	1650,2

Tableau 3 : Moment et effort normal du poteau d'après l'analyse numérique par le Robot

3-1 Ferrailages Des poteaux :

✚ **Exemple de calcul manuelle : 1.Poteau Carré (40*40) N_{max} et M_{max}**

➤ **Ferrailages Des poteaux : a : L'ELU**



$N = 2249.5 \text{ kn.m}$; $M_G = 1.2 \text{ kn.m}$; $M_0 = 1.2 \text{ kn.m}$; $M = 1.9 \text{ tm}$; $M_Q = 0.2 \text{ kn.m}$

On a: $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3.51 = 2,457 \text{ m}$

$$e_f = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.9}{2249.5} 0,00084 \text{ m} = 0,0844 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2,0844 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'application :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h} ; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{245.7}{400} = 6.142 \text{ cm} \leq \max \left\{ 20 \frac{2,048}{40} = 1.0422 ; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = 6.142 \leq 15.$$

alors la condition est vérifi er

• **Donc la m ethod e simplifi ee est applicable pour ce poteau :**

$$e_2 = \frac{3.l_f}{10^4.h} (2 + \alpha\phi) ; \alpha = \frac{M_0}{M_G + M_Q} = 0.85 ; (\phi = 2)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{31600}} \Rightarrow i = 11.54 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{40.40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4; B = 40.40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,457}{11.54} = 21.29 \leq 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$e_2 = \frac{3(245,7)^2}{10^4.40} (2 + 2 \times 0,85) =$$

$$e_2 = 0.006818 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,0844 + 0.0068188 = 2.0912 \text{ cm} = 0,029129 \text{ m}$$

Flexion composée avec :

$$\begin{cases} N_u = 2249.5 \text{ kn} \cdot \text{m} \\ M_u = N_u \cdot e = 0.02912 \cdot 2249.5 = 65.505 \text{ kn} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$e = 2.0912 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2.5 = 17.50 \text{ cm}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u (0,5h - c) = 65.505 + 2249.5 [(0,5 \times 0,40) - 0,025]$$

$$M_{1} = 459.267 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

➤ **Vérification de la section du poteau :**

$$N_u(d - \bar{c}) - M_{ua} \geq (0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h})b.d^2.f_e$$

$$N_u(d - \bar{c}) - M_{ua} = 2249.5(0,375 - 0,025) - 459,267 = 328.058 \text{ kn} \cdot \text{m} \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h})b.d^2.f_e = (0,337 - \frac{0,81 \times 0,025}{0,40}) \cdot 0,4(0,40)^2 \cdot 1466.66 = 260.21 \text{ kn} \cdot \text{m} \dots\dots\dots (2)$$

(1) > (2) ⇒ **Alors la section est complètement comprimée**

➤ **Vérification de la section du poteau si doublement armé ou simplement armé :**

Si : $N_u(d - \bar{c}) - M_{ua} \geq (h - c_2)b.h.f_{bc}$ La section est doublement armé

328.058 < 396.66 alors la section est simplement armé

$$\varphi = \frac{(0.3571 \times f_{bc} \times b h^2) + (N_u(d - c') - M_{ua})}{(0.8571 h - c') b h f_{bc}}$$

$$\varphi = \frac{(0.3571 \times 14166.66 \times 0.40 \times 0.40^2) + (2249.5(0.375 - 0.025) - 459.267)}{(0.8571 \times 0.40 - 0.025)(0.40 \times 0.40 \times 14166.66)}$$

$$\varphi = 0.904$$

$$1000\varepsilon_{s2} = 2 + \left(30437 - \frac{8.019 c1}{h}\right) \sqrt{1 - \varphi}$$

$$\varepsilon_{s2} = 2 \text{ ‰} = 0.002$$

➤ **Calcul de la section nécessaire :**

$$A_{S2} = \frac{Nu - (b \times h \times \varphi \times f_{bc})}{\sigma_{s2}}$$

$$A_{S2} = \frac{2249.5 - (0.40 \times 0.40 \times 0.904 \times 14166.66)}{347826.8}$$

$$\text{Alors } A_{S2} = 5,76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{S2} = 5,76 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2$$

3-2 Ferrailages Des poteaux : A l'ELA

.Poteau Carré (40*40*)

$$N = 1953.4 \text{ kn.m} ; M_G = 1.2 \text{ kn.m} ; M_0 = 1.2 \text{ kn.m} ; M = 2.3 \text{ kn.m} ; M_Q = 0.2 \text{ kn.m}$$

$$\text{On a: } l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3.51 = 2,457 \text{ m}$$

$$e_f = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.3}{1953.4} = 0,001177 \text{ m} = 0,1177 \text{ cm}$$

$$e_f = 1,177 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 1,177 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2,0011 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'application :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h} ; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{245.7}{400} = 6.142 \text{ cm} \leq \max \left\{ 20 \frac{2,001}{40} = 1.0422 ; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = 6.142 \leq 15.$$

Alors la condition est vérifiée

➤ **Donc la méthode simplifiée est applicable pour ce poteau**

$$e_2 = \frac{3.l_f}{10^4.h} (2 + \alpha\phi); \alpha = \frac{M_0}{M_G + M_Q} = 0.85; (\phi = 2)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{31600}} \Rightarrow i = 11.54 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{40.40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4; B = 40.40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,457}{11.54} = 21.29 \leq 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$e_2 = \frac{3(245,7)^2}{10^4.40} (2 + 2 \times 0,85) =$$

$$e_2 = 0.006818 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,001 + 0.0068188 = 2.0078 \text{ cm} = 0,020078 \text{ m}$$

Flexion composée avec :

$$\begin{cases} N_u = 1953.4 \text{ kn} . m \\ M_u = N_u . e = 0.020078 * 1953.4 = 39.22 \text{ kn} . m \end{cases}$$

$$e = 2.0078 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2.5 = 17.50 \text{ cm}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u (0,5h - c) = 39.22 + 1953.4 [(0,5 \times 0,40) - 0,025]$$

$$M_{ua} = 381.065 \text{ kn} . m$$

➤ **Vérification de la section du poteau :**

$$N_u (d - \bar{c}) - M_{ua} \geq (0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h}) b . d^2 . f_e$$

$$N_u (d - \bar{c}) - M_{ua} = 1953.4 (0,375 - 0,025) - 381.065 = 302.625 \text{ kn} . m \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h}) b . d^2 . f_e = (0,337 - \frac{0,81 \times 0,025}{0,40}) . 0,4 (0,40)^2 . 1466.66 = 260.21 \text{ kn} . m \dots\dots\dots (2)$$

(1) > (2) ⇒ alors la section est complètement armé .

➤ **Vérification de la section du poteau si doublement armé ou simplement armé :**

$S_i : N_u(d - \bar{c}) - M_{ua} \geq (h - c_2)b.h.\overline{f_{bc}}$ La section est doublement armé

$302.625 < 396.66$ alors la section est simplement armé

$$\varphi = \frac{(0.3571 \times f_{bc} \times b h^2) + (N_u(d - c') - M_{ua})}{(0.8571 h - c') b h f_{bc}}$$

$$\varphi = \frac{(0.3571 \times 14166.66 \times 0.40 \times 0.40^2) + (1953.4 (0.375 - 0.025) - 381.065)}{(0.8571 \times 0.40 - 0.025)(0.40 \times 0.40 \times 14166.66)}$$

$$\varphi = 0.869$$

$$1000 \varepsilon_{s2} = 2 + (30437 - \frac{8.019 c_1}{h}) \sqrt{1 - \varphi}$$

$$\varepsilon_{s2} = 2 \text{ ‰} = 0.002$$

➤ **Clacul de la section nécessaire :**

$$A_{s2} = \frac{N_u - (b \times h \times \varphi \times f_{bc})}{\sigma_{s2}}$$

$$A_{s2} = \frac{1953.4 - (0.40 \times 0.40 \times 0.869 \times 14166.66)}{347826.8}$$

$$\text{Alors } A_{s2} = 6,99.10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = 6.99 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section du poteau selon RPA**

- Pourcentage minimale des armature selon RPA 2003:

$$A_{min} \geq 0.8 \% (b \times h) = 12.80 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale des armatures en Zone Courante :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 0.04(40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale des armatures en Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h) = 0.06 (40 \times 40) = 1 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : **8HA 16**, $A_s =$

Poteaux (40*40):

Espacement des cadres : (Arti 7-4-2-1 et 7-4-2-2 RPA 99 v2003)

La valeur maximale est fixée comme suit :

➤ **En zone nodale (zone II) :**

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.6 ; 15)$$

On prend une valeur de $t=10\text{cm}$

➤ **En zone courante (zone II) :**

$$t \leq 15\Phi_1 = 24$$

Φ_1 : diamètre minimal longitudinal $\Phi_1 = 16 \text{ mm}$

On prend : $t = 15\text{cm}$

Ferraillage du poteau A L'ELS:

$$M_s = 1.4 \text{ kn.m} \quad N_s = 1650.2 \text{ kn} \quad A_s = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,4}{1650.2} 0,00084 \text{ m} = 0,084 \text{ cm}$$

Alors $e < h/6$

➤ **Calcul de la Section homogène:**

$$B_1 = bh + 15(A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = (40 * 40) + 15(16.08 + 06.08) = 1082.4 \text{ cm}^2$$

V_1 Et V_2 seront déterminé par l'équation du moment statique par rapport a la fibre la plus comprimée

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,4}{1650.2} 0,000848 \text{ m} = 0,084 \text{ cm}$$

$$V_1 = 1/B_1 \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A_2 \bar{c} + A_1 d) \right] =$$

$$= \frac{1}{2082.4} \left[\frac{40 \cdot 40^2}{2} + 15(16.08 \times 2.5 + 16.08 \times 37.5) \right]$$

$$V_1 = 20 \text{ cm} = 0.20 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20 =$$

$$V_2 = 20 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du Moment d'inertie (I) :**

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - C)^2 + A_2 (V_1 - \bar{c})^2]$$

$$I_1 = 361068.33 \text{ cm}^4$$

➤ **Les limites du noyau centrale :**

▪ **Condition limite L₁:**

$$CL_1 = \frac{I_1}{B_1 v_1} = \frac{361068.33}{2082.4 \times 20} = 8.66 \text{ cm}$$

▪ **Condition limite L₂:**

$$CL_2 = \frac{I_1}{B_1 v_2} = \frac{361068.33}{2082.4 \times 20} = 8.66 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + (V_1 - h/2) = 8,48 \cdot 10^{-4} + (0,20 - 0.20)$$

$$e_1 = 8,48 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

▪ **Vérification des contraintes :**

○ **En béton :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 V_1 / I_1$$

$$\sigma_{bc} = (1650.2 / 2082.4 \cdot 10^{-4}) + (1650.5 \times 8,48 \cdot 10^{-4} \times 0.20) / 361068.33 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = 8002.03 \text{ Kn / m}^2 < \sigma_b' = 15000 \text{ kn / m}^2 \quad \text{condition verifié}$$

○ **En Acier:**

$$\sigma_{s1} = 15 [N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 (V_1 - C) / I_1]$$

$$\sigma_{s1} = 15 [1650.5 / 2082.4 \cdot 10^{-4} + (1650.5 \times 8,48 \cdot 10^{-4} (0.20 - 0.025) / 361068,33 \cdot 10^{-4})]$$

$$\sigma_{s1} = 119906.78 < \sigma_s = 202000 \text{ Kn / m}^2$$

$$\sigma_{s2} = 15 [N_{ser} / B_1 - N_{ser} e_1 (d - V_2) / I_1]$$

$$\sigma_{s1} = 15 [1650.5 / 2082.4 \cdot 10^{-4} - (1650.5 \times 8,48 \cdot 10^{-4} (0.375 - 0.20) / 361068,33 \cdot 10^{-4})]$$

$$\sigma_{s1} = 118900.65 \text{ kn.m} < \sigma_s = 202000 \text{ Kn/m}^2$$

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

$$T_u = 175 \text{ kn.m}$$

$$\tau_a = T \text{ max} / bd = 1093,75 \text{ Kn.}$$

4- ferrailage des poteaux par expert

N max avec M max (RDC) :

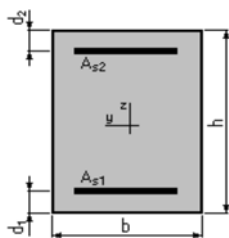
Hypothèses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa)

Acier: fe = 400,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



- b = 40,0 (cm)
- h = 40,0 (cm)
- d₁ = 2,5 (cm)
- d₂ = 2,5 (cm)

Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2249,50	1,90
2.	ELS	650,20	1,40
3.	ELA	1953,40	2,30

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 3,2 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 3,2 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 6,4 (cm ²)	Section maximum	A _{s max} = 80,0 (cm ²)
théorique	ρ = 0,40 (%)		
minimum	ρ _{min} = 0,40 (%)	maximum	ρ _{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 2249,50 (kN)** **M = 1,90 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 0,0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Cas N° 2: Type ELS **N = 650,20 (kN)** **M = 1,40 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,80
 Position de l'axe neutre: $y = 656,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 17,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 59,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 1953,40 (kN)** **M = 2,30 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 0,0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Poteau RDC intermédiaire

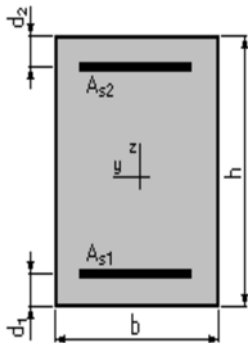
N max → **M correspondant**

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) **Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



$b = 40.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d_1 = 2.5$ (cm)
 $d_2 = 2.5$ (cm)

Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2249.50	34.90
2.	ELS	1650.20	25.70

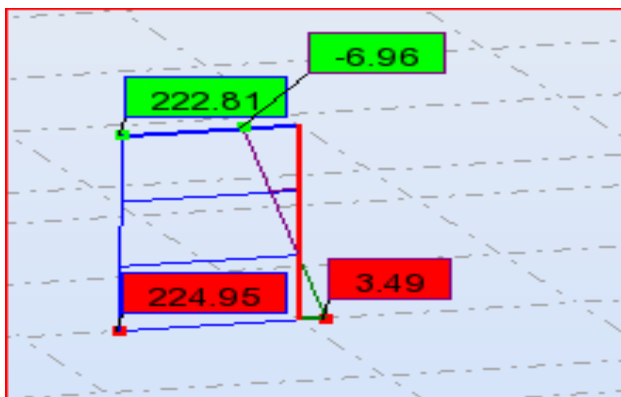


Figure 09: diagramme du poteau

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 3.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 80.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.40$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.40$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 2249.50 (kN) M = 34.90 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0.0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 0.0$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0.00$ (‰)	

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Cas N° 2: Type ELS **N = 1650.20 (kN)** **M = 25.70 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.27
 Position de l'axe neutre: $y = 111.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 19.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11.8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 173.7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6$ (MPa)

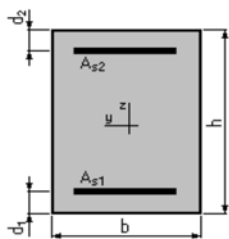
M max → **N correspondant**

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) **Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



$b = 40.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d_1 = 2.5$ (cm)
 $d_2 = 2.5$ (cm)

Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	162.80	164.10
2.	ELS	119.70	120.50

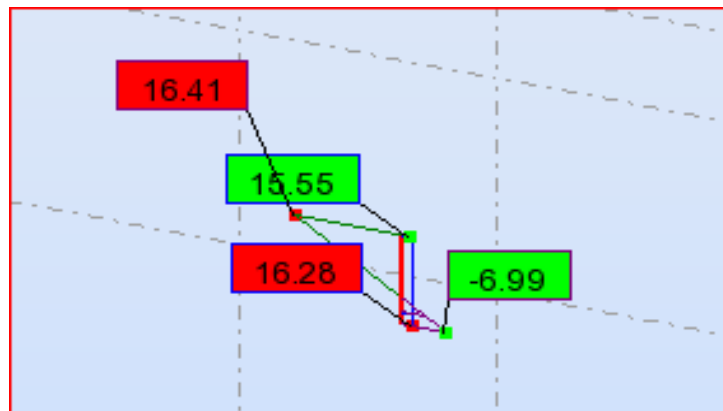


Figure 10 :diagramme des moment du poteau

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 15.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 80.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1.87 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.40 \text{ (\%)}\text{)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 162.80 (kN)** **M = 164.10 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0.0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 0.0 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0.00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		

Cas N° 2: Type ELS **N = 119.70 (kN)** **M = 120.50 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 14.8 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 32.6 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8.7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 201.6 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 109.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6 \text{ (MPa)}$

Poteau voisin de rive (RDC)

M max → N correspondant

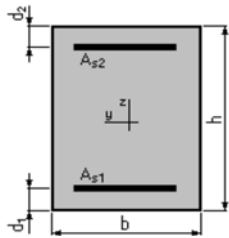
Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:



b = 40.0 (cm)
 h = 40.0 (cm)
 d₁ = 2.5 (cm)
 d₂ = 2.5 (cm)

Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	559.90	1.90
2.	ELS	411.10	1.40

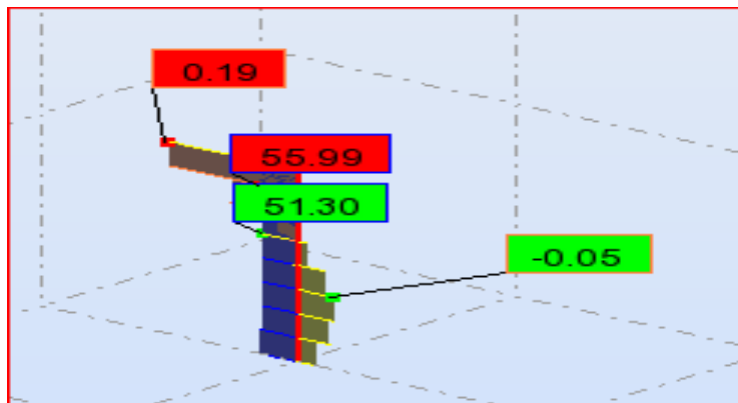


Figure 11 :diagramme des moment du poteau

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 80.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0.40 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.40 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

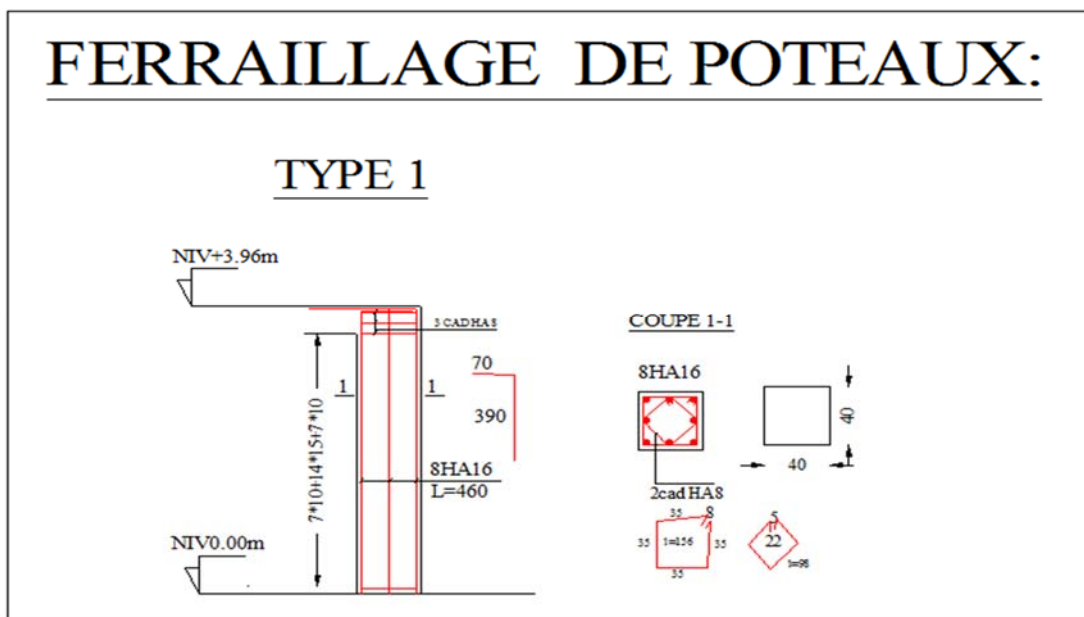
Cas N° 1: Type ELU **N = 559.90 (kN)** **M = 1.90 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0.0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 0.0 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0.00 \text{ (\%)}_0$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		

Cas N° 2: Type ELS **N = 411.10 (kN)** **M = 1.40 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	5.91
Position de l'axe neutre:	$y = 444.9 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 17.8 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 2.5 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
comprimée:	$\sigma_s' = 37.9 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6 \text{ (MPa)}$



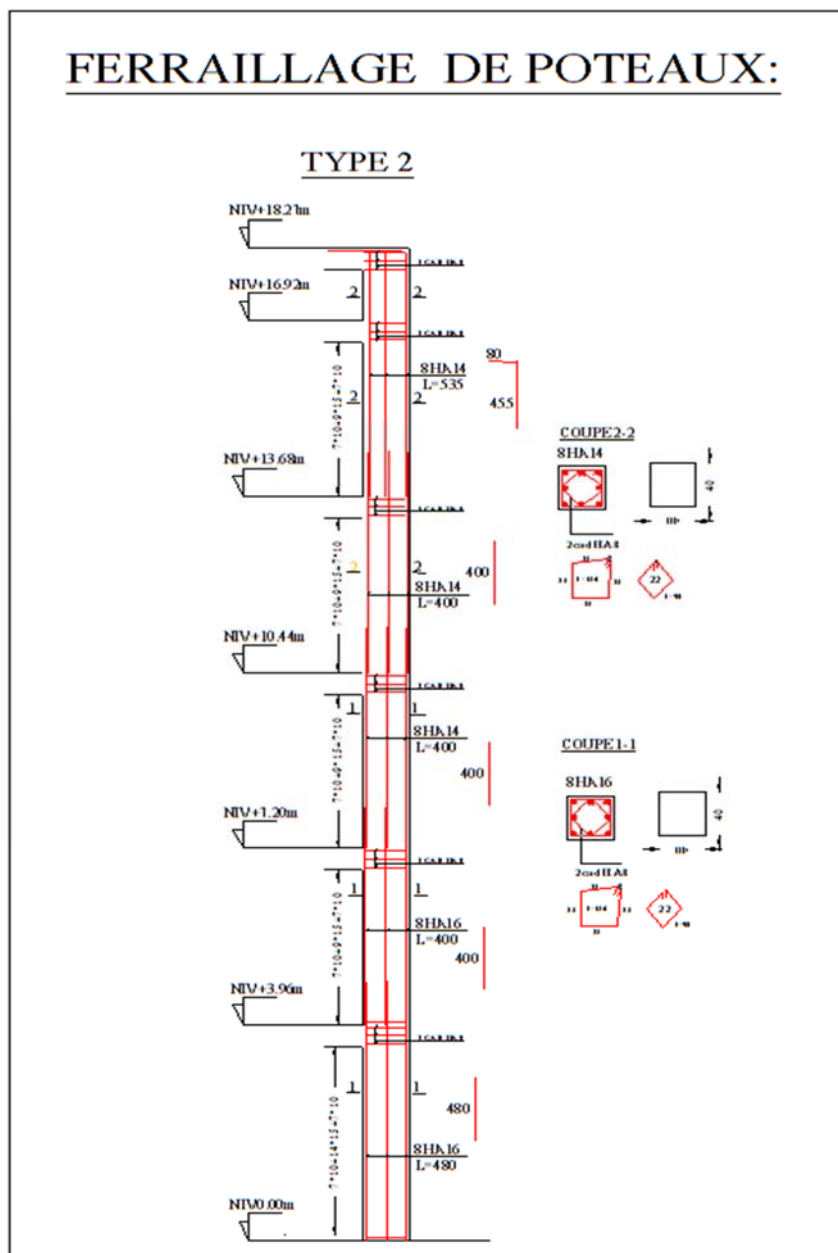


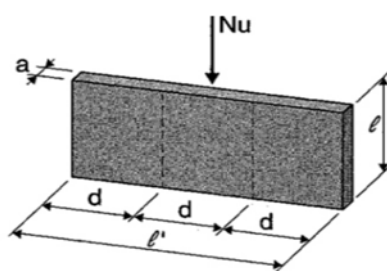
Figure 12 :ferrailage du poteau

1- Définition du voile En Beton Arme

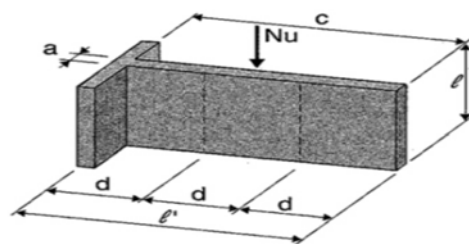
Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques .

2- Classification des types de voiles

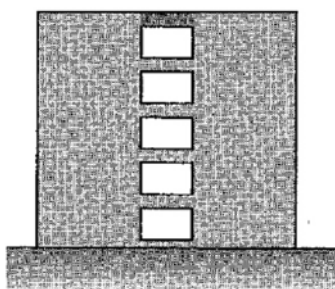
- Voile pleine où -voile sans raidisseur (Figure a)
- voile avec raidisseur (Figure b)
- Voile avec une seule file d'ouverture (Figure c)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure d)



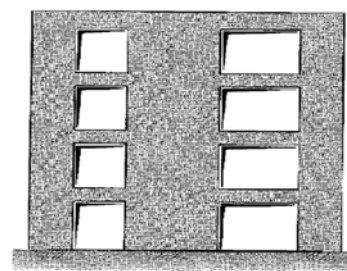
a-Voile sans raidisseurs



b-voile avec raidisseur



c- Voile avec une seule file d'ouverture



d-Voile avec plusieurs files d'ouverture

Figure 1 : Différent type des voiles

3- Classification des structures avec voiles :

Vue la grande variété des constructions à voiles de contreventements, on peut fournir une Classification pratique de ces constructions. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être

Rencontrées:

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- 2) structures à noyau central ,
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

*Alors la structure étudié appartient a la premier catégorie, selon RPA 2003 article (4.3), :
Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec
justification d'interaction portiques –voiles.*

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

4- Rôles des voiles de contreventement :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003 [5]. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôle à savoir:

- a.** Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- b.** Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité
- c.** Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- d.** Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- e.** Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

5- Caractéristiques Géométrique Des Voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base,

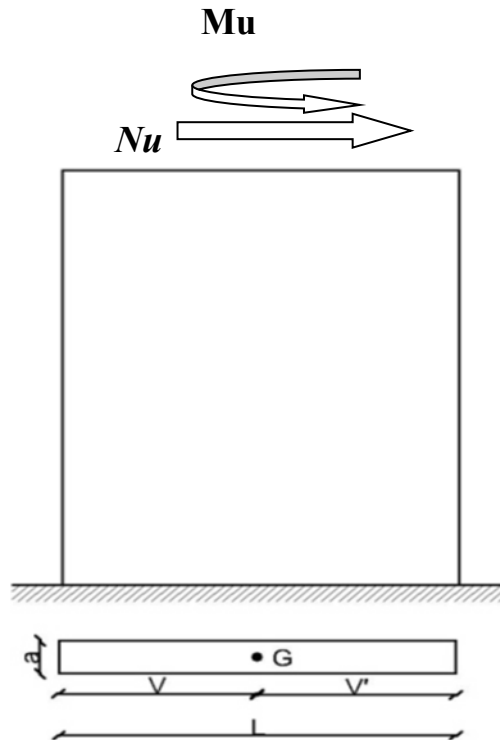


Figure 2 : Voile plein

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont l'élanement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne.

Selon RPA 2003

Les voiles seront sollicités par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans notre cas les efforts engendrés par le séisme ont donné des bandes partiellement comprimées sous l'effet des charges horizontales et verticales par conséquent le ferrailage se fera par rapport aux conditions minimales imposées par le RPA.

- Des aciers verticaux « armatures de répartition ».
- Des aciers horizontaux.

➤ **Aciers horizontaux** : (article 7.7.4.2.RPA99/2003).

Les barres horizontales doivent être de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les démentions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Aciers verticaux** : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

➤ **Règles communes** : L'espacement minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.10v/f_e$. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

6- Méthode De Calcul Des Voile methode De Contrainte

• Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N/S \pm \frac{M \times Y}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si σ_a et σ_b sont du signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont du signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont du signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : en $[\mu]$ utilisant les triangles semblables :

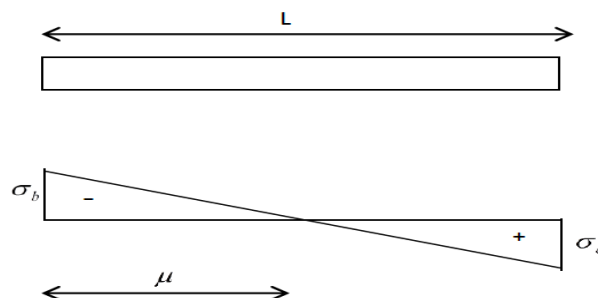


Figure3 : Section partiellement comprimée

La longueur de zone comprimée :

$$\frac{\sigma_2}{l'} = \frac{\sigma_1}{l-l'} \Rightarrow l' = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l$$

-La longueur de zone tendue :

$$l_t = l - l'$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$F = \frac{\sigma_1 \times Lt}{2} . e$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$\text{Zone nodale : } A_n \geq 2 \times \frac{F'}{\sigma_s}$$

$$\text{-Zone courante : } A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s}$$

B- Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction $T = 0,5 \times (\sigma_b + \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{L}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$

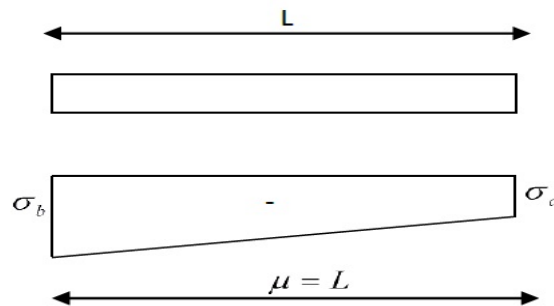


Figure 4 : Section entièrement tendue

Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

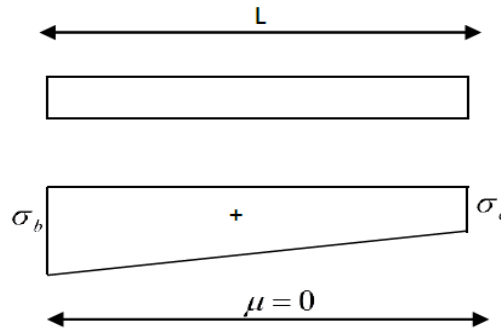


Figure 5 : Section entièrement comprimé

$$N_{u\ lim} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} \right)$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{ulim}}{e \times l}$$

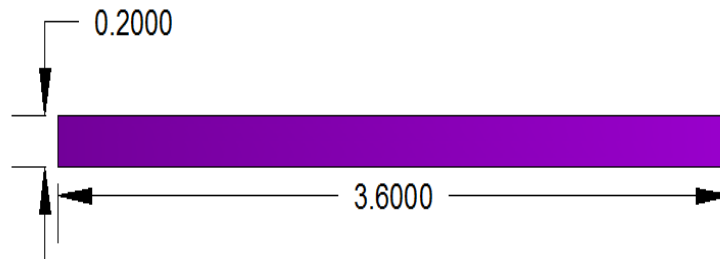


Figure 6:vue en plan d'un voile

7- Calcul du ferrailage plein:

Notre ferrailage par zone

- Zone (1) RDC1 étage
- Zone (2) 2étage5 étage

Le ferrailage des voiles ce fait d'après : le DTR ; le DTU (document technique unifie)

Zone 1) :sens x

- fc28= 25 MPA
- fe=400 MPA
- e= 20cm

armature verticale

Condition d'application :

$L=3,6 \geq 4 \cdot e=4 \cdot 0.2=0,8 \dots\dots\dots ok$

$e=0.2 \geq 0.1m \dots\dots\dots ok$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,777 \text{ m}^4$$

$$S = L \cdot e = 0.2 \times 3,6 = 0,72 \text{ m}^2$$

$$V=V' = \frac{l}{2} = 1,8 \text{ m}$$

On Prend coefficient de flambement 0,8 car le voile est encastré en haut et bas .

Longueur de flambement L_f : $0.8 * L = 0.8 * 3.96 = 3,168 \text{ m}$

$$\text{Élancement } \lambda : \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e} = 54,87 > 50$$

$$\text{Coefficient } \alpha : \alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} = 0,783$$

Section réduite Br : $Br = L(e - 0,02) = 0,648 \text{ m}^2$

ELU

$$M_u = -2335,5 \text{ kn.m}$$

$$N_u = -11,6 \text{ kn}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = \frac{11,6}{0,72} - \frac{2335,5 \times 1,8}{0,777} = -3017 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S} + \frac{M_u \times v}{I} = + \frac{11,6}{0,72} - \frac{2335,5 \times 1,8}{0,777} = 3049,22 \text{ kn / m}^2$$

La longueur de zone comprimée :

$$\frac{\sigma_2}{l'} = \frac{\sigma_1}{l - l'} \Rightarrow l' = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l \Rightarrow l' = 1,80 \text{ m}$$

La longueur de zone tendue :

$$l_t = l - l' = 3,6 - 1,80 = 1,80 \text{ m}$$

Le calcul se fait par bande de selon DTR et RPA article 7.7.4 :

$$d \leq \min (h_e/2, 2l'/3) = 1,20 \text{ cm}$$

$$F = \frac{\sigma_1 \times L_t}{2} \cdot (e) = \frac{3017 \times 1,2}{2} \cdot (0,2)$$

$$F = 540 \text{ Kn}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{l}{10} = \frac{3,6}{10} = 0,36 \text{ m}$$

Longueur partielle de la zone courante : $1,80 - 0,36 = 1,43 \text{ m}$

Force équilibrée par la longueur partielle de la zone courante :

$$\frac{\sigma}{1,43} = \frac{\sigma_1}{1,80} \Rightarrow \sigma = 2410 \text{ KN / m}^2$$

$$F'' = \frac{2410 \times 1,43}{2} \times (0,2) \Rightarrow F'' = 344,63 \text{ Kn.m}$$

-Force équilibrée par la zone nodale :

$$F' = F - F'' = 540 - 344,63 \Rightarrow F' = 195,37 \text{ tf}$$

Ferrailage :

$$\text{Zone nodale : par symétrie : } A_n \geq 2 \times \frac{F'}{\sigma_s}$$

$$A_n \geq 2 \times \frac{195,37}{348000}$$

$$A_n \geq 11,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_n \geq 11,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Zone courante : (partielle) } A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s}$$

$$A_c \geq \frac{344,63}{348000}$$

$$A_c \geq 9,90 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_c \geq 9,90 \text{ cm}^2$$

ELA :

$$M_u = -2958,3 \text{ kn.m}$$

$$N_u = -1684,8 \text{ kn}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1684,8}{0,72} - \frac{2958,3 \times 1,8}{0,777} = -4575,50 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S} + \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1684,8}{0,72} + \frac{2958,3 \times 1,8}{0,777} = 9255,5 \text{ kn / m}^2$$

La longueur de zone comprimée :

$$\frac{\sigma_2}{l'} = \frac{\sigma_1}{l - l'} \Rightarrow l' = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l \Rightarrow l' = 2,022 \text{ m}$$

-La longueur de zone tendue :

$$l_t = l - l' = 3,6 - 2,022 = 1,57 \text{ m}$$

Le calcul se fait par bande de selon DTR et RPA article 7.7.4 :

$$d \leq \min (h_c/2, 2l'/3) = 1,34 \text{ cm}$$

$$F = \frac{\sigma_1 \times Lt}{2} \cdot (e) = \frac{4575,5 \times 1,57}{2} \cdot (0,2)$$

$$F = 718,35 \text{ Kn}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{l}{10} = \frac{3,6}{10} = 0,36 \text{ m}$$

$$\text{Longueur partielle de la zone courante : } 1,57 - 0,36 = 1,21 \text{ m}$$

Force équilibrée par la longueur partielle de la zone courante :

$$\frac{\sigma}{1,21} = \frac{\sigma_1}{1,57} \Rightarrow \sigma = 3526,34 \text{ KN / m}^2$$

$$F'' = \frac{\sigma \times Lc}{2} . e$$

$$F'' = \frac{3526,43 \times 1,21}{2} \times (0,2) \Rightarrow F'' = 426,68 \text{ Kn . m}$$

-Force équilibrée par la zone nodale :

$$F' = F - F'' = 718,35 - 426,68 \Rightarrow F' = 291,66 \text{ kn}$$

Ferraillage :

$$\text{Zone nodale : par symétrie : } A_n \geq 2 \times \frac{F'}{\sigma_s}$$

$$A_n \geq 2 \times \frac{291,66}{400000}$$

$$A_n \geq 1,458 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_n \geq 14,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Zone courante : (partielle) } A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s}$$

$$A_c \geq \frac{426,68}{400000}$$

$$A_c \geq 10,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_c \geq 10,66 \text{ cm}^2$$

Après l'analyse des résultats on adopte :

En zone nodale : 5 HA 14 / face

En zone courante : 7 HA 10 / face

L'espacement :

En zone nodale selon RPA : il faut que $S < 10 \text{ cm}$

Alors $S = 10 \text{ cm}$

En zone courante selon RPA il faut que :

$$S \leq \min(1.5e; 30) = \min(30; 30) = 30 \text{ cm}$$

alors $S=20 \text{ cm}$

Vérification de la section d'acier selon RPA 2003

En zone tendu

$$A_{\min} = 0,20 \% \cdot L_t \cdot e = 0,20 \cdot 1,20 \cdot 0,20 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$

En zone total

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 360 = 10,8 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$$

$A > A_{\min}$

➤ Armatures horizontales :

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.15%. Pour une bande de 1m linéaire on a :

$$A_h = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.6 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T10** = 4,71 cm²/face

L'espacement : est égale à : **St = 20cm.**

L'espacement $S \leq \min(1.5e; 30) = \min(30; 30) = 30 \text{ cm}$

➤ Les aciers transversaux :

12mm < ϕL < 20mm → reprendre toutes les barres verticale → $\phi t = 6\text{mm}$

Zone 1) :sens y

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPA} \\ f_e = 400 \text{ MPA} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Armature verticale

Condition d'application :

$$L = 3,6 \geq 4 \cdot e = 4 \cdot 0,2 = 0,8 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$e = 0,2 \geq 0,1 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,777 \text{ m}^4$$

$$S = L \cdot e = 0,2 \times 3,6 = 0,72 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 1,8 \text{ m}$$

On Prend coefficient de flambement **0,8** car le voile est encasté en haut et bas .

Longueur de flambement L_f : $0,8 \cdot L = 0,8 \cdot 3,96 = 3,168 \text{ m}$

$$\text{Élancement } \lambda : \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e} = 54,87 > 50$$

$$\text{Coefficient } \alpha : \alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} = 0,783$$

$$\text{Section réduite } Br : Br = L(e - 0.02) = 0,648 \text{ m}^2$$

• **ELU :**

$$M_u = 2627.10 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 40.7 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = \frac{2627.10}{0,72} - \frac{40.7 \times 1,8}{0,777} = +3743,03 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S} + \frac{M_u \times v}{I} = \frac{2627.10}{0,72} + \frac{40.7 \times 1,8}{0,777} = +3554,6 \text{ kn / m}^2$$

→ La Section entièrement comprimée .

Contrainte limite à l'ELU :

On calcul l'effort limite que peut être juste pour la section de béton (AS=0)

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} \right) = 0,783 \left(\frac{0.648 \times 25000}{0.9 \times 1.5} \right) = 9396 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{e \times l} = \frac{9396}{0.2 \times 3,6} = 13050 \text{ Kn/m}^2$$

$\sigma_d < \sigma_{bna}$ → on dispose une armature minimale .

D'après l'RPA : $A_{min} = 0.15\% \times 20 \times 360 = 10,8 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$

$A_s = 5,4 \text{ cm}^2 / \text{face}$

ELA :

$$M_u = -1643,3 \text{ kn.m}$$

$$N_u = -3102 \text{ kn}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1643,3}{0,72} - \frac{3102 \times 1,8}{0,777} = -4968,63 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S} + \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1643,3}{0,72} + \frac{3102 \times 1,8}{0,777} = 9533 \text{ kn / m}^2$$

La longueur de zone comprimée :

$$\frac{\sigma_2}{l'} = \frac{\sigma_1}{l - l'} \Rightarrow l' = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l \Rightarrow l' = 2,36 \text{ m}$$

-La longueur de zone tendue :

$$l_t = l - l' = 3,6 - 2,36 = 1,24 \text{ m}$$

Le calcul se fait par bande de selon DTR et RPA article 7.7.4 :

$$d \leq \min (h_c/2, 2l'/3) = 1,57 \text{ cm}$$

$$F = \frac{\sigma_1 \times Lt}{2} (e) = \frac{4968,63 \times 1,24}{2} (0,2)$$

$$F = 616,11 \text{ Kn}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{l}{10} = \frac{3,6}{10} = 0,36 \text{ m}$$

$$\text{Longueur partielle de la zone courante : } L_c = 1,24 - 0,36 = 0,88 \text{ m}$$

Force équilibrée par la longueur partielle de la zone courante :

$$\frac{\sigma}{0,88} = \frac{\sigma_1}{1,24} \Rightarrow \sigma = 3526,12 \text{ KN / m}^2$$

$$F'' = \frac{\sigma \times L_c}{2} \cdot e$$

$$F'' = \frac{3526,12 \times 0,88}{2} \times (0,2) \Rightarrow F'' = 310,29 \text{ Kn.m}$$

Force équilibrée par la zone nodale :

$$F' = F - F'' = 616,11 - 310,29 \Rightarrow F' = 305,81 \text{ kn}$$

Ferraillage :

$$\text{Zone nodale : par symétrie : } A_n \geq 2 \times \frac{F'}{\sigma_s}$$

$$A_n \geq 2 \times \frac{305,81}{400000}$$

$$A_n \geq 1,52 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_n \geq 15,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Zone courante : (partielle) } A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s}$$

$$A_c \geq \frac{310,29}{400000}$$

$$A_c \geq 7,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_c \geq 7,75 \text{ cm}^2$$

Après l'analyse des résultats on adopte :

En zone nodale : 5 HA 14/ face

En zone courante : 7 HA 10 /face

L'espacement :

En zone nodale selon RPA : il faut que $S < 10 \text{ cm}$

Alors $S = 10 \text{ cm}$

En zone courante selon RPA il faut que :

$$S \leq \min(1,5e; 30) = \min(30; 30) = 30 \text{ cm}$$

alors $S = 20 \text{ cm}$

Vérification de la section d'acier selon RPA 2003**En zone tendu**

$$A_{min} = 0,20 \% \cdot L_t \cdot e = 0,20 \cdot 1,20 \cdot 0,20 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min}$$

En zone total

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 360 = 10,8 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$$

$$A > A_{min}$$

➤ **Armatures horizontales :**

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.15%. Pour une bande de 1m linéaire on a :

$$A_h = 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,6 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T10** = 4,71 cm²/face

L'espaceur d'armature horizontale : est égale à : **St = 20cm.**

$$L' \text{ espaceur } S \leq \min(1,5e ; 30) = \min(30 ; 30) = 20 \text{ cm}$$

➤ **Les aciers transversaux :**

12mm < ϕL < 20mm → reprendre toutes les barres verticale → $\phi t = 8\text{mm}$

Zone 2 : 2^{er} étage... 5 étage**Voile sens X**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature verticale****Condition d'application :**

$$L = 3,6 \geq 4 \cdot e = 4 \cdot 0,2 = 0,8 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$e = 0,2 \geq 0,1 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,777 \text{ m}^4$$

$$S = L \cdot e = 0,2 \times 3,6 = 0,72 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 1,8 \text{ m}$$

On Prend coefficient de flambement **0,8** car le voile est encastré en haut et bas .

$$\text{Longueur de flambement } L_f : 0,8 \cdot L = 0,8 \cdot 3,24 = 2,592 \text{ m}$$

$$\text{Élancement } \lambda : \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e} = 44,89 < 50$$

$$\text{Coefficient } \alpha : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,64$$

Section réduite Br : $Br = L(e-0.02) = 0,648 \text{ m}^2$

• **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mu = 652 \text{ KN.m} \\ Nu = 1612.6 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S} - \frac{Mu \times v}{I} = \frac{1612.6}{0,72} - \frac{652 \times 1,8}{0,777} = +715.57 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S} + \frac{Mu \times v}{I} = \frac{1612.6}{0,72} + \frac{652 \times 1,8}{0,777} = +3763.87 \text{ kn / m}^2$$

→ La Section entièrement comprimée.

Contrainte limite à l'ELU :

On calcule l'effort limite que peut être juste pour la section de béton (AS=0)

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} \right) = 0,64 \left(\frac{0.648 \times 25000}{0.9 \times 1.5} \right) = 7680 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{e \times l} = \frac{7680}{0.2 \times 3,6} = 10666.66 \text{ Kn/m}^2$$

$\sigma_d < \sigma_{bna}$ → on dispose une armature minimale .

D'après l'RPA : $A_{min} = 0.15\% \times 20 \times 360 = 10,8 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$

As = 5,4 cm² / face

• **ELA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mu = 30.7 \text{ KN.m} \\ Nu = 1351.5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S} - \frac{Mu \times v}{I} = \frac{1351.5}{0,72} - \frac{30.7 \times 1,8}{0,777} = +1805.32 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S} + \frac{Mu \times v}{I} = \frac{1351.5}{0,72} + \frac{30.7 \times 1,8}{0,777} = +1948.84 \text{ kn / m}^2$$

→ La Section entièrement comprimée.

Contrainte limite à l'ELU :

On calcule l'effort limite que peut être juste pour la section de béton (AS=0)

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} \right) = 0,64 \left(\frac{0.648 \times 25000}{0.9 \times 1.5} \right) = 7680 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{e \times l} = \frac{7680}{0.2 \times 3,6} = 10666.66 \text{ Kn/m}^2$$

$\sigma_d < \sigma_{bna}$ → on dispose une armature minimale .

D'après l'RPA : $A_{min} = 0.15\% \times 20 \times 360 = 10,8 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$

As = 5,4 cm² / face

Voile sens Y

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPA} \\ f_e = 400 \text{ MPA} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Armature verticale :**

Condition d'application :

$$L = 3,6 \geq 4 \cdot e = 4 \cdot 0,2 = 0,8 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$e = 0,2 \geq 0,1 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,777 \text{ m}^4$$

$$S = L \cdot e = 0,2 \times 3,6 = 0,72 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 1,8 \text{ m}$$

On Prend coefficient de flambement **0,8** car le voile est encasté en haut et bas .

Longueur de flambement L_f : $0,8 \cdot L = 0,8 \cdot 3,24 = 2,592 \text{ m}$

Élancement λ : $\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e} = 44,89 < 50$

Coefficient α : $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} = 0,64$

Section réduite B_r : $B_r = L(e - 0,02) = 0,648 \text{ m}^2$

• **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 22 \text{ KN.m} \\ N_u = 1634,4 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1634,4}{0,72} - \frac{22 \times 1,8}{0,777} = +2218,58 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S} + \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1612,6}{0,72} + \frac{652 \times 1,8}{0,777} = +2321,42 \text{ kn / m}^2$$

→ **La Section entièrement comprimée.**

Contrainte limite à l'ELU :

On calcule l'effort limite que peut être juste pour la section de béton ($A_S = 0$)

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \lambda_b} \right) = 0,64 \left(\frac{0,648 \times 25000}{0,9 \times 1,5} \right) = 7680 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{e \times l} = \frac{7680}{0,2 \times 3,6} = 10666,66 \text{ Kn/m}^2$$

$\sigma_d < \sigma_{bna}$ → **on dispose une armature minimale .**

D'après l'RPA : $A_{\text{min}} = 0,15\% \times 20 \times 360 = 10,8 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$

$A_s = 5,4 \text{ cm}^2 / \text{face}$

• **ELA :**

$$M_u = 22.3 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1610.7 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1610.7}{0.72} - \frac{22.3 \times 1.8}{0.777} = +2231.96 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S} + \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1610.7}{0.72} + \frac{22.3 \times 1.8}{0.777} = +2289.2 \text{ kn / m}^2$$

→ La Section entièrement comprimée.

Contrainte limite à l'ELU :

On calcule l'effort limite que peut être juste pour la section de béton (AS=0)

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} \right) = 0.64 \left(\frac{0.648 \times 25000}{0.9 \times 1.5} \right) = 7680 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{ultim}}{e \times l} = \frac{7680}{0.2 \times 3.6} = 10666.66 \text{ Kn/m}^2$$

$\sigma_d < \sigma_{bna}$ → on dispose une armature minimale .

D'après l'RPA : $A_{min} = 0.15\% \times 20 \times 360 = 10.8 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$

$A_s = 5.4 \text{ cm}^2 / \text{face}$

Alors on adopte : pour la zone 2 : voiles sens x et y :

Sens x et y : en zone courante et en zone nodale : HA12 avec un espacement = 20 cm

➤ Armatures horizontales :

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.15%. Pour une bande de 1m linéaire on a :

$$A_h = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.6 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8 HA8 = 4.02 cm²/face

L'espacement : est égale à : $S_t = 20 \text{ cm}$.

L'espacement $S \leq \min(1.5e; 30) = \min(30; 30) = 30 \text{ cm}$

Les aciers transversaux :

$12 \text{ mm} < \phi_L < 20 \text{ mm}$ → reprendre toutes les barres verticale → $\phi_t = 8 \text{ mm}$

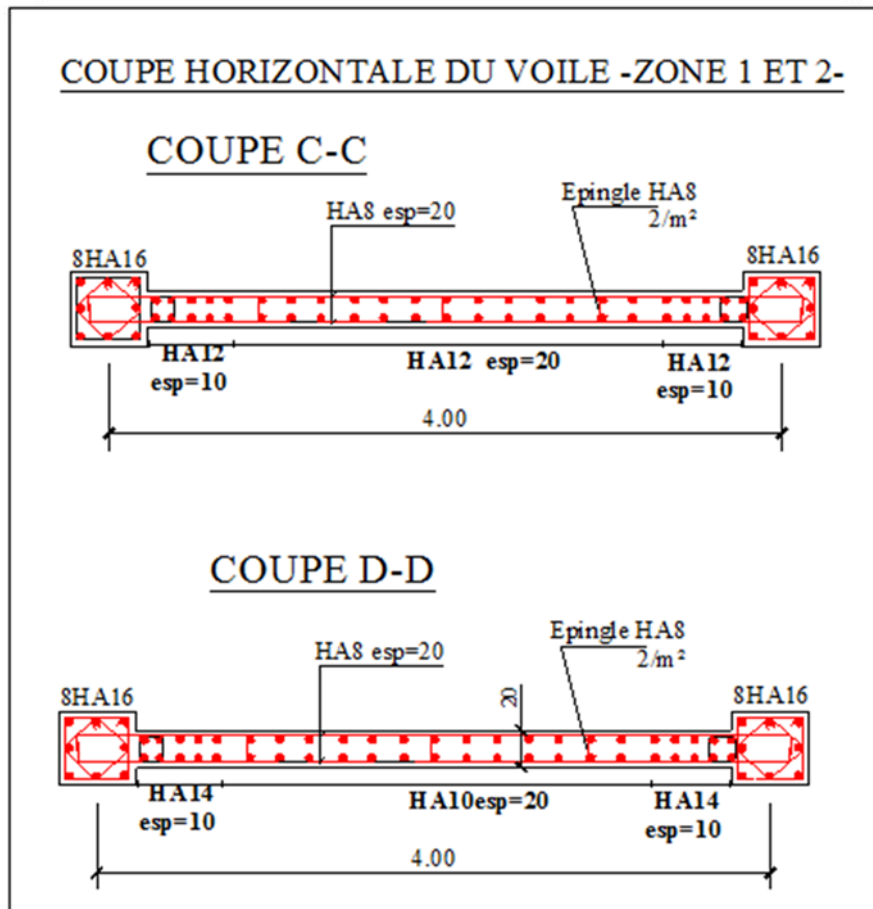
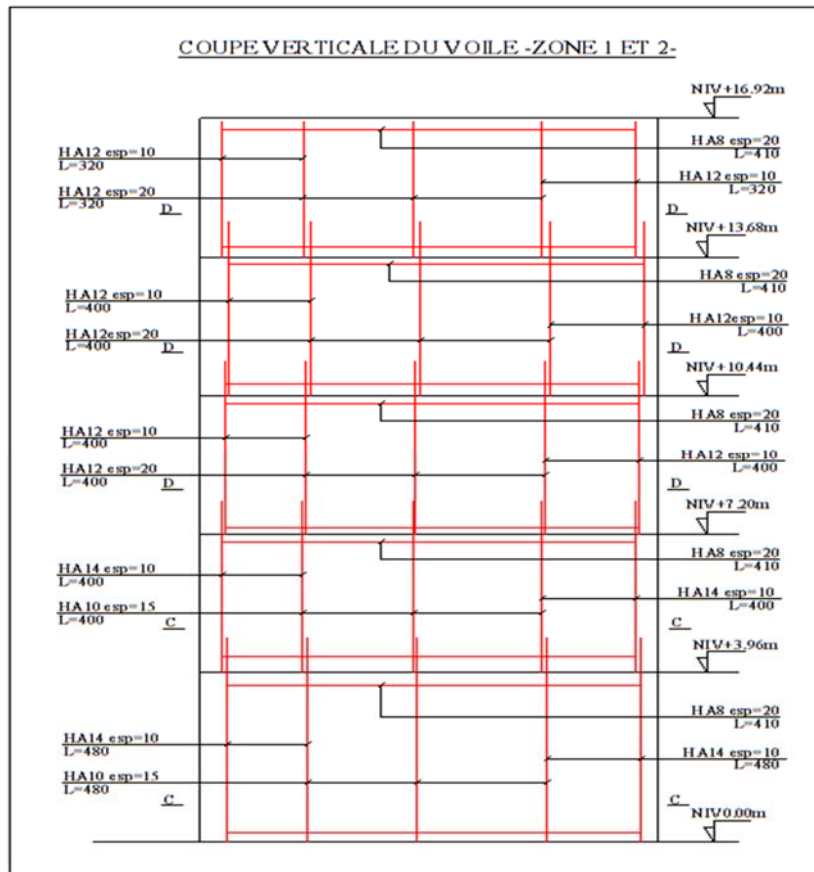


Figure 7: Coupe vertical et horizontal

I- Etude du voile périphérique :

Introduction :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC : **D'après les RPA99/Version2003(,article 10.1 .2)**

(Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter **un voile périphérique** continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc,

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le poids des terres est un élément stabilisateur
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

a) Dimensionnement du voile périphérique :

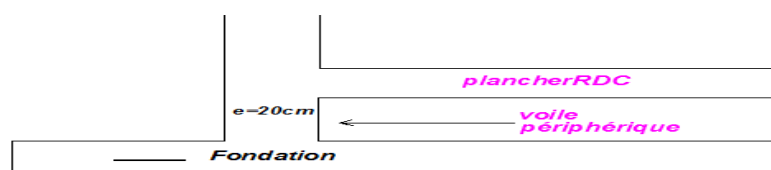


Figure1– Coupe sur le voile périphérique e = 20 cm

- ✓ On prend le panneau max du voile de soutènement limité par deux poteaux verticaux, la fondation (longrine) et la poutre de façade au niveau RDC on donne :

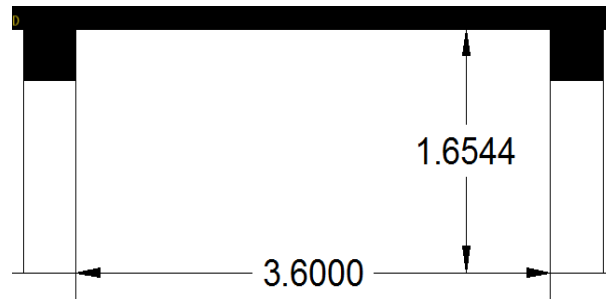


Figure n°2– dimensions (hauteur, longueur) du voile périphérique d'après la coupe BB

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 1,65 m. (pour notre cas on a un vide sanitaire)

La longueur du voile périphérique est de 3,60 m

Le voile périphérique pour notre cas est soumis seulement à la poussé des terre :

calcul de la charge des poussé des terre

Nature des terrains	Poids spécifique (kg) Y	Angle de talus naturel Φ (°)
Terres végétales ordinaires	1450	45
Terres argileuses	1800	45
Terres fortes	1900	55
Sable fin	1420	30
Terres sableuses	1700	35
Argile et boue	1850	20
Cailloux et graviers	1550	45

Tableau1 : Les valeurs de γ_a et Φ pour les remblais (tab d'après BAEL83)

Pour notre cas : on a un site meuble S3 alors :

$\varphi = 45^\circ$: Angle du frottement de remblai.

$\gamma = 1800$ kg = 18 kn : Poids spécifique du remblai.

$A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$: Le coefficient numérique

$$A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{45}{2}\right) = 0,771$$

$h = l_x = 1,65$ m, $b = l_y = 3,6$ m

la charge de la poussé des terre = $q_{\Delta}^G = (0,771 \cdot 18 \cdot 1,65)$ $q_{\Delta}^G = 5,095$ KN

$$q_u = q_{\Delta}^G \cdot 1,35 = 6,879$$
 KN

1- Calcul des sollicitation dans le voile périphérique :

➤ Sous Charge triangulaire (poussée des terres) :

➤ Dalle pleine sur 4 coté

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$$

$$\rho = \frac{1,65}{3.6} = 0.45 > 0.4 \rightarrow 2 \text{ sens dalle appuis sur 4 cotés}$$

➤ Calcul des moments a L'ELU

➤ Alors : $\rho = 0.45$

➤ **donc :** **ELU: $v = 0$; $\mu_x = 0.1036$; $\mu_y = 0.2500$**

Sens X

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{ox} = 0.1036 \times 6,879 \times (1,65)^2 = 1,940 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 1,940 = 1,449 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 \times M_{ox}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times 1,940 = -0,966 \text{ Kn.m}$$

Sens

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0.2500 \times 1,940 = 0,4832 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 0,4832 = 0,3624 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tx} = -0,5 \times M_{oy}$$

$$M_{ty} = -0.5 \times 0,4832 = -0,2416 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tmax}=1,449, \quad M_{amax}=0,966$$

➤ Calcul des moments a L'ELS

➤ Alors : $\rho = 0.45$

➤ **donc :** **ELS: $v = 0,2$; $\mu_x = 0.1036$; $\mu_y = 0.3234$**

Sens X

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{ox} = 0,1063 \times 0.5095 \times (1,65)^2 = 1,474 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times 1,474 = 1,105 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 \times M_{ox}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times 1,474 = -0,737 \text{ Kn.m}$$

Sens y

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,3234 \times 1,474 = 0,476 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times 0,476 = 0,357 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times M_{oy}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times 0,476 = -0,238 \text{ Kn.m}$$

2- Ferraillage du voile périphérique

A- Selon le RPA2003 :

- Epaisseur ; $e \geq 15 \text{ cm}$ soit : $e = 20 \text{ cm}$ pour une bande de 1m

- Armature verticale

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes :

$$\frac{A_v}{e \cdot b} = \frac{A_v}{20 \cdot 100} \geq 0,001 \Rightarrow A_v \geq 20 \cdot 100 \cdot 0,001 = 2 \text{ cm}^2$$

Par mètre linéaire (soit 1 cm²/ml par face).

- Armature horizontale

- Les armatures horizontales sont disposées en deux nappes :

$$\frac{A_h}{e \cdot b} = \frac{A_h}{20 \cdot 100} \geq 0,001 \Rightarrow A_h \geq 20 \cdot 100 \cdot 0,001 = 2 \text{ cm}^2$$

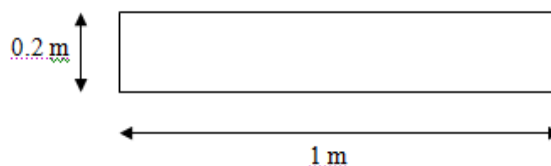
Par mètre linéaire (soit 1 cm²/ml par face).

- Condition de non frigidité :

$$A_{s,\min} = (0,23 \times 1 \times 0,2 \times 2,1) / 400 = 2,41 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s$$

B- Selon les résultats obtenus du voile périphérique:

$$h = e = 20 \text{ cm} \quad ; \quad d = 17,5 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$



Ferraillage en travée : **$M_{utmax}=1,449$** (max entre sens x et y)

$$1/\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$2/ f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{1,449}{1 \cdot 0.175^2 \cdot 14166.66} = 0.0033$$

$$\frac{3}{\varepsilon_{es}} = \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 = 1.73\%$$

$$4/\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$5/U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.391$$

 $U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$6/ \alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{2(0.0033)}) = 5.10^{-3}$$

 $U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine1

$$7/ \varepsilon_s = 10\%$$

$$8/ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$9/ \beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \cdot 5.10^{-3} = 0.998$$

$$10/A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,0033}{0.998 \cdot 0.175 \cdot 347826.08} = 5,43 \cdot 10^{-8} \cdot \text{m}^2 = 5,43 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appuis : **$M_{atmax}=0,966$** (max entre sens x et y)

$$1/\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$2/ f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{0,966}{1 \cdot 0.175^2 \cdot 14166.66} = 0.0022$$

$$\frac{3}{\varepsilon_{es}} = \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 = 1.73\%$$

$$4/\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$5/U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.391$$

 $U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$6/ \alpha = 1.25(1\sqrt{1} - \sqrt{2U}) = 1.25(1 - \sqrt{2(0.0022)}) = 3,75 \cdot 10^{-3}$$

 $U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine1

$$7/ \varepsilon_s = 10\%$$

$$8 / \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$9/ \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 3,75.10 - 3 = 0.998$$

$$10/A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{0,0022}{0.998 * 0.175 * 347826.08} = 3,61 \cdot 10^{-8} \cdot m^2 = 3,61 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Alors on adopte:

Pour l'armature verticale et horizontale :

$$5 \text{ HA } 8, \quad A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

As > Amin RPA (vertical et horizontal)

As > Amin BAEL (vertical et horizontal)

$$T = V_u = 13,94 \text{ tf} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{13,94 \cdot 10^3}{bd} = 0.499 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPu}\} = (3330 \text{ KN/m}^2, 5000) \text{ KN/m}^2, \tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifiée

II- Les Longrines :

Leur fonction est à s'opposer au déplacement relatif des points d'appui de la construction dans le plan horizontal .

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines selon le RPA :

25 cm × 30 cm : site de catégorie S₂ et S₃

30 cm × 30 cm : site de catégorie S₄

ces longrines doivent être calculer pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} .$$

N : la valeur maximale des charges verticales

α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Dans notre cas on prend $b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

Soit le poteau le plus sollicité sous la combinaison 1.35G + 1.5Q (ROBOT)

$$N = 2249.5 \text{ KN}$$

$$\alpha = 12$$

Donc :

$$F = \frac{2249.5}{12} = 187,45 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

1- Calcul des armatures :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{187.45}{348 \times 10^3} = 5,38 \cdot 10^{-4} \text{mm}^2 \rightarrow 5,38 \text{cm}^2$$

2- Section minimale suivant le RPA 2003 :

$$A_{\min} = 0.6 \times b \times h = 0.6 \times 30 \times 50 = 9 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA14 = 9.24cm²

3- Espacement des cadres :

$S_t = \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi) = \min (20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm})$; on adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

4- Calcul des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{175}{0.3 \times 47.5} = 12.23 \text{KN/m}^2$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{MPa} \right)$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_0}{f_0} = \frac{400 \times 0.3 \times 0.2}{100 \times 10^3} = 6 \times 10^5 \text{m}^2 \rightarrow 0.6 \text{cm}^2$$

On adopte : 2 ϕ 8 = 1.01 cm²

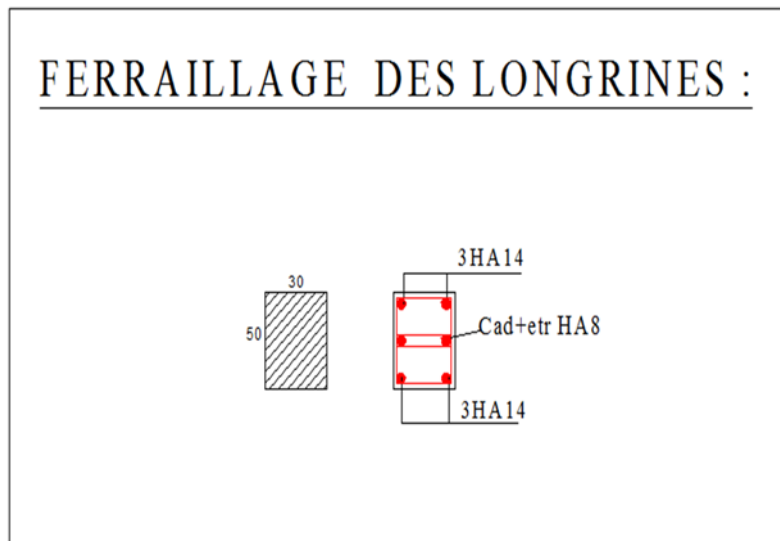


Figure 3 : Ferrailage des longrines

III- Etude des fondation :

Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

1- Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

➤ Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

➤ Fondations profondes :

- fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

➤ Fondations spéciales

- fondation avec sous pression d'eau
- fondation en terrain instable
- fondation anti-vibratile.

En ce qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle

2- Choix De Type De Fondations :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.

- La facilité de réalisation Le choix passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum.

3- Charges à considérer :

La combinaison à considérer est essentiellement :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

S'il y'a lieu de tenir compte de l'action sismique E, les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G+Q+E$$

$$0.8G+E$$

- Notre ouvrage étant réalisé en structure mixte (voiles et portiques), avec un taux de travail admissible du sol d'assise qu'est égale à 1,4 bars(140 kn/m²), il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :
- **-Des semelles isolées**
- **Des semelles filantes (semelles sous voiles et semelles filantes sous poteaux).**

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées , pour cela nous allons procéder à une petite Vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$S_{\text{semelle}} / S_{\text{total}} < 50 \%$$

$$S_{\text{semelle}} = 62895,35 / 140 = 449,25 \text{ m}^2, S_T = 1026,16 \text{ cm}^2$$

$$449,25 / 1026,16 = 0,43 < 0,50$$

$$S_{\text{semelles}} : \text{Surface de la semelles} = 449,25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{emp}} : \text{Surface total du bâtiment} = 1026,16 \text{ m}^2$$

3-1 Semelles isolées :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de tous les poteaux de même section (40×40).

Pour pouvoir appliquer **la méthode des bielles**, il faut que la semelle soit rigide et que la différence entre les contraintes extrêmes soit inférieure à la moitié de la contrainte moyenne. Nous appliquons les méthodes que nous avons étudiées dans le cours d'OBA (M1).

- **Semelle isolée 1 :**

- ✓ **Dimensionnement A ELU selon BEAL 99**

$$N_u = 913 \text{ kn} \quad \sigma_{sol} = 140 \text{ kn}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{913}{140}}$$

$$B = 2.55 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } B_y = B = 2.6 \text{ m}$$

- ✓ **Verification du dimensionnement :**

$$d_x \geq \frac{B-b}{4} = \frac{260-40}{4} = 52.5 \approx 55 \text{ cm}$$

$$h = d_x + d'x = 55 + 5.5 \approx 60.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - d'y = 60.5 - 4.5 = 56 \text{ cm}$$

- ✓ **Dimensionnement A ELA selon RPA 2003**

$$N_a = 703.1 \text{ kn} \quad \sigma_{sol} = 140 \text{ kn}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{703,1}{140}}$$

$$B = 2,24 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } B_y = B = 2.6 \text{ m}$$

- ✓ **Verifications du dimensionnement :**

$$d_x \geq \frac{B-b}{4} = \frac{260-40}{4} = 52.5 \approx 55 \text{ cm}$$

$$h = d_x + d'x = 55 + 5.5 \approx 60.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - d'y = 60.5 - 4.5 = 56 \text{ cm}$$

- ✓ **Ferraillage a ELU :**

$$A_x = A_y = \frac{N(B-b)}{8.d_x.\sigma} = \frac{703,1(2.6-0.40)}{8.0.55.400000}$$

$$A_x = A_y = 8,78 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Ferraillage a l' ELA :**

$$N_s = 703,1 \quad A_x = A_y = \frac{N(B-b)}{8.d_x.\sigma} = \frac{703,1(2.6-0.40)}{8.0.55.400000}$$

$$A_x = A_y = 13.31 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la section d'armature A l'ELS

$$N_s = 643.4 \text{ kn.} \quad A_x = A_y = \frac{N(B-b)}{8.d.x.\sigma} = \frac{643.4(2.6-0.40)}{8.0.55.202000}$$

$$A_x = A_y = 15.91 \text{ cm}^2$$

On adopte 11 HA14 = 16.93 cm²

$$e \geq 6\phi + 6 = 14.4 \quad e = 15 \text{ cm}$$

l'enrobage : $c = d'y - \frac{\phi}{2} = 3.8 > 3 \text{ cm}$

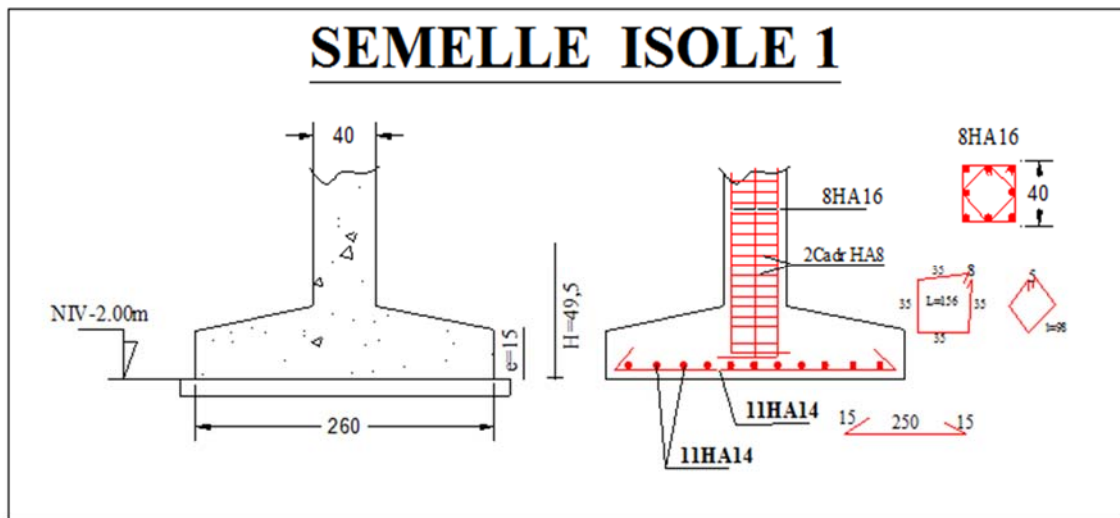


Figure4 :ferrailage de la semelle isolé 1

Semelle isolée 2 :

➤ Dimensionnement A 'ELU selon BEAL 99

$$N_u = 140,6 \text{ kn} \quad M_u = 30.2 \text{ kn.m}$$

Soit $B_y = B = 1.8 \text{ m}$

$$e_0 = M/N = 30,2/140,6 \rightarrow e_0 = 0.21 \text{ m}$$

$$B/6 = 180/6 = 30 \rightarrow e_0 < B/6 \quad (\text{diagramme trapézoïdale})$$

$$\sigma(b/4) = \sigma_{\text{moy}} = N/B^2 (1+3 \cdot e_0/B) = 140,6/(1,8)^2 (1+3 \cdot 0,21/1,8)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 58,58 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 140 \text{ kN}$$

verifiée mais la semelle est sur dimensionné alors on adopte

$$B_y = B_x = 1,8 \text{ m}$$

➤ Dimensionnement A 'ELU selon BEAL 99

$$N_u = 140,6 \text{ kn} \quad M_u = 30.2 \text{ kn.m}$$

Soit $B_y = B = 1.6\text{cm}$

$$e_0 = M/N = 30,2/140,6 \rightarrow e_0 = \mathbf{0.21\text{cm}}$$

$$B/6 = 160/6 = 26,6 \rightarrow e_0 < B/6 \quad (\text{diagramme trapézoïdale})$$

$$\sigma (b/4) = \sigma_{\text{moy}} = N/B^2 (1+3 \cdot e_0/B) = 140,6/(1,6)^2(1+3 \cdot 0,21/1,6)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \mathbf{76,547 \text{ ;kN/m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = \mathbf{140 \text{ kN}}$$

➤ Vérification du dimensionnement:

$$dx \geq \frac{B-b}{4} = \frac{160-40}{4} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$h = dx + d'x = 30 + 5.5 \approx 35.5 \text{ cm}$$

$$dy = h - d'y = 35.5 - 4.5 = 31\text{cm}$$

Dimensionnement A ELA selon APA 2003 article 10.1.4.1

$$N_a = \mathbf{85,7\text{kn}}$$

$$M_a = \mathbf{16,6.\text{m}}$$

Soit $B_y = B = 1.8\text{cm}$

$$e_0 = M/N = 16,6/85,7 \rightarrow e_0 = \mathbf{0.19\text{cm}}$$

$$B/6 = 180/6 = 30 \rightarrow e_0 < B/6 \quad (\text{diagramme trapézoïdale})$$

$$\sigma (b/4) = \sigma_{\text{moy}} = N/B^2 (1+3 \cdot e_0/B) = 105/(1,8)^2(1+3 \cdot 0,19/1,8)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \mathbf{34,82\text{kn/m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = \mathbf{140\text{kn}} \quad \text{verifier mais sur dimensionner}$$

Soit $B_y = B = 1.6\text{cm}$

$$e_0 = M/N = 16,6/85,7 \rightarrow e_0 = \mathbf{0.19\text{cm}}$$

$$B/6 = 160/6 = 26,6 \rightarrow e_0 < B/6 \quad (\text{diagramme trapézoïdale})$$

$$\sigma (b/4) = \sigma_{\text{moy}} = N/B^2 (1+3 \cdot e_0/B) = 85,7/(1,6)^2(1+3 \cdot 0,19/1,6)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \mathbf{45,40 \text{ kN/m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = \mathbf{140 \text{ kN}} \quad \text{verifier mais sur dimensionner}$$

Alors on prend celle de L'ELU .

➤ Ferraillage ELU :

$$N_u = \mathbf{103,7\text{kn}}$$

$$M_u = \mathbf{22,1\text{kn.m}}$$

$$e_0 = 21 < B/6 \quad (\text{diagramme trapézoïdale})$$

$$e_0 = 21 > B/24 = \mathbf{6,66\text{cm}}$$

➤ On utilise la méthode de console pour déterminer les armatures (A_y)

$$\sigma_2 = N_u/B_x \cdot B_y (1+6e_0/B_y) = 103,7/(1,6)^2(1+6 \cdot 0,21/1,6)$$

$$\sigma_2 = 98,17 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_d = N/Bx. By (1+4,2e_0by/By^2) = 103,7/(1,6)^2(1+4,2.0,21.0,4/1,6^2)$$

$$\sigma_d = 62,50 \text{ kn/m}^2$$

$$M_d = Bx (By/2 - 0,35by)^2 (\sigma_d + 2\sigma_2)/6 = 1,8(1,8/2 - 0,35.0,4)^2(35,49 + 2.54,41)/6$$

$$M_d = 30,19 \text{ kn.m}$$

$$Z = (7/8).31 = 27,12 \text{ cm}$$

$$A_y = M_d/Z.\sigma_s = 30,19/(0.271.348000) = 3,19 \text{ cm}^2$$

✓ **Les armature Ax sont déterminée par la méthode des bielles avec Qu.**

$$Q_u = N_u (1+3e_0/By) = 103,7(1+3.0.21/1.6) = 195,96$$

$$A_x = Q_u(Bx-bx)/8.d.x.\sigma_s = 139,99(1.6-0.4)/8.0.30.348000 \quad A_x = 2,81 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage ELA :**

$$N_a = 85,7 \text{ kn} \quad M_a = 16,6 \text{ m}$$

Si $e_0 = 19 < B/6$ (diagramme trapézoïdale) $e_0 = 19 > B/24 = 7,5 \text{ cm}$

✓ **On utilise la méthode de console pour déterminer les armatures (Ay)**

$$\sigma_2 = (N_u/Bx. By) (1+6e_0/By) = (85,7/(1,6)^2)(1+(6.0,19/1,6)) ; \sigma_2 = 45,29 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_d = (N/Bx. By) (1+(4,2e_0by/By^2)) = (85,7/(1,6)^2)(1+(4,2.0,19.0,4/1,6^2)) ; \sigma_d = 37,65 \text{ kn/m}^2$$

$$M_d = Bx (By/2 - 0,35by)^2 (\sigma_d + 2\sigma_2)/6 = 1,6((1,6/2) - 0,35.0,4)^2(37,65 + 2.45,29)/6$$

$$M_d = 14,89 \text{ kn.m} ; Z = (7/8).31 = 27,12 \text{ cm}$$

$$A_y = M_d/Z.\sigma_s = 14,89/(0.271.400000) = 1,37 \text{ cm}^2$$

✓ **Les armature Ax sont déterminée par la méthode des bielles avec Qu.**

$$Q_u = N_a (1+3e_0/By) = 85,7(1+3.0.19/1.6) = 116,31$$

$$A_x = Q_u(Bx-bx)/8.d.x.\sigma_s = 116,31(1.6-0.4)/8.0.3.400000 \quad A_x = 1,45 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage ELS :**

$$M_s = 22,1 \text{ kn.m} \quad N_s = 103,7 \text{ kn}$$

$e_0 = 21 < B/6$ (diagramme trapézoïdale)

$$e_0 = 21 > B/24 = 7,5 \text{ cm}$$

➤ **On utilise la méthode de console pour déterminer les armatures (Ay)**

$$\sigma_2 = N_u/Bx. By (1+6e_0/By) = 103,7/(1,6)^2(1+6.0,21/1,6) \quad \sigma_2 = 72,39 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_d = N/Bx. By (1+(4,2e_0by/By^2)) = 103,7/(1,6)^2(1+(4,2.0,21.0,4/1,6^2)) \quad \sigma_d = 46,09 \text{ kn/m}^2$$

$$M_d = Bx (By/2 - 0,35by)^2 (\sigma_d + 2\sigma_2)/6 = 1,6(1,6/2 - 0,35.0,4)^2(46,09 + 2.72,39)/6$$

$$M_d = 21,95 \text{ kn.m}$$

$$Z = (7/8).30 = 26,25 \text{ cm}$$

$$A_y = M_d/Z.\sigma_s = 21,95/(0.265.202000) = 4,10 \text{ cm}^2$$

✓ Les armature Ax sont déterminée par la méthode des bielles avec Qu.

$$Q_s = N_s (1 + 3e_0/B_y) = 103,7(1 + 3 \cdot 0,21/1,6) = 144,54$$

$$A_x = Q_s(B_x - b_x) / 8 \cdot d_x \cdot \sigma_s = 144,54(1,6 - 0,4) / 8 \cdot 0,3 \cdot 202000 \quad A_x = 3,57 \text{ cm}^2$$

➤ On adopte : **8T10 = 6,28 cm²**

Epaisseur $e \geq 6\phi + 6 = 12 \quad e = 15 \text{ cm} ; L' \text{enrobage} : c = d' y - \frac{\phi}{2} = 4 \text{ cm}$

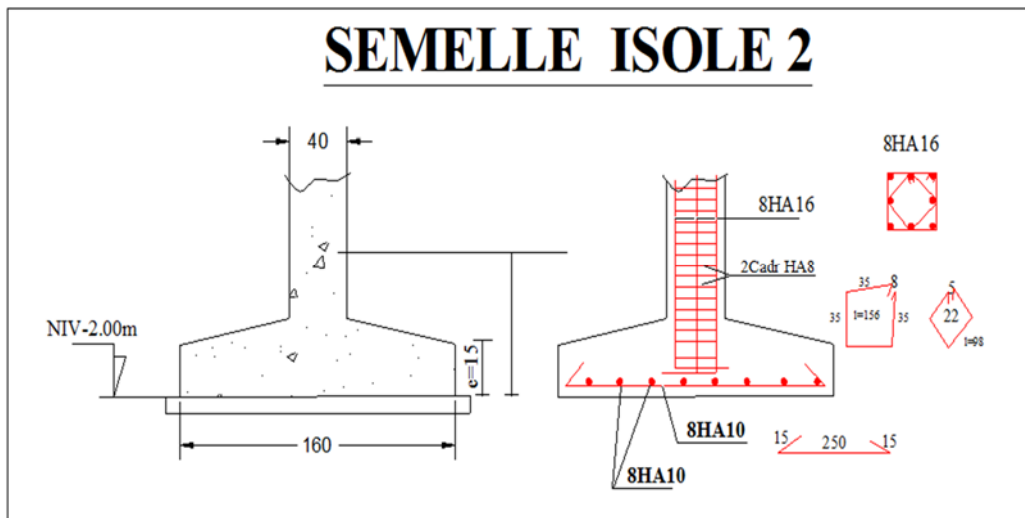


Figure 5: ferrailage de la semelle isolé n°2

Semelle isolée 3 :

➤ **Dimensionnement A ELU selon BEAL 99**

$N_u = 142,2 \text{ kn} \quad M_u = 16,5 \text{ kn.m}$

Soit $B_y = B = 1,5 \text{ m}$

$e_0 = M/N = 16,5/142,2 \rightarrow e_0 = 0,11 \text{ m}$

$B/6 = 150/6 = 25 \rightarrow e_0 < B/6$ (diagramme trapézoïdale)

$\sigma(b/4) = \sigma_{\text{moy}} = N/B^2 (1 + 3 \cdot e_0/B) = 142,2 / (1,5)^2 (1 + 3 \cdot 0,11 / 1,5)$

$\sigma_{\text{moy}} = 77,32 \text{ kn/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 140 \text{ kn} \quad \text{verifier}$

➤ **Vérification :**

$d_x \geq \frac{B-b}{4} = \frac{150-40}{4} = 27,5 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$

$h = d_x + d' x = 30 + 5,5 \approx 35,5 \text{ cm}$

$d_y = h - d' y = 35,5 - 4,5 = 31 \text{ cm}$

➤ **Dimensionnement A ELA selon APA 2003 article 10.1.4.1**

$N_a = 87 \text{ kn} \quad M_a = 10 \text{ kn.m}$

Soit $B_y = B = 1,5 \text{ m}$

$$e_0 = M/N = 10/87 \rightarrow e_0 = \mathbf{0.11cm}$$

$$B/6 = 150/6 = 25 \rightarrow e_0 < B/6 \quad (\text{diagramme trapézoïdale})$$

$$\sigma(b/4) = \sigma_{\text{moy}} = N/B^2 (1+3 \cdot e_0/B) = 87/(1,5)^2 (1+3 \cdot 0.11/1,5)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \mathbf{47,17kn/m^2} < \sigma_{\text{sol}} = \mathbf{140kn} \quad \text{verifier}$$

➤ **Ferraillage ELU :**

$$N_u = \mathbf{103,7kn} \quad M_u = \mathbf{22,1kn.m}$$

$$e_0 = 21 < B/6 \quad (\text{diagramme trapézoïdale})$$

$$e_0 = 21 > B/24 = \mathbf{7,5cm}$$

➤ **On utilise la méthode de console pour déterminer les armatures (Ay)**

$$\sigma_2 = N_u/Bx \cdot B_y (1+6e_0/B_y) = 142,2/(1,5)^2 (1+6 \cdot 0,11/1,5)$$

$$\sigma_2 = \mathbf{91.008kn/m^2}$$

$$\sigma_d = N/Bx \cdot B_y (1+4,2e_0by/B_y^2) = 142,2/(1,5)^2 (1+4,2 \cdot 0,11 \cdot 0,4/1,5^2)$$

$$\sigma_d = \mathbf{68,39kn/m^2}$$

$$M_d = Bx (B_y/2 - 0,35by)^2 (\sigma_d + 2\sigma_2)/6 = 1,5(1,5/2 - 0,35 \cdot 0,4)^2 (68,39 + 2 \cdot 91.008)/6$$

$$M_d = \mathbf{23,29kn.m}$$

$$Z = (7/8) \cdot 31 = 27.125 \text{ cm}$$

$$A_y = M_d/Z \cdot \sigma_s = 23,29/(0.271 \cdot 348000) = \mathbf{2,46cm^2}$$

➤ **Les armature Ax sont déterminée par la méthode des bielles avec Qu.**

$$Q_u = N_u (1+3e_0/B_y) = 142,2(1+3 \cdot 0.21/1.5) = 173.48$$

$$A_x = Q_u(B_x - b_x)/8 \cdot dx \cdot \sigma_s = 173,48(1.5 - 0.4)/8 \cdot 0.3 \cdot 348000 \quad A_x = \mathbf{2.28cm^2}$$

➤ **Ferraillage ELA :**

$$N_a = \mathbf{87kn} \quad M_a = \mathbf{10kn.m}$$

$$e_0 = 21 < B/6 \quad (\text{diagramme trapézoïdale})$$

$$e_0 = 21 > B/24 = \mathbf{7,5cm}$$

➤ **On utilise la méthode de console pour déterminer les armatures (Ay)**

$$\sigma_2 = N_u/Bx \cdot B_y (1+(6e_0/B_y)) = 87/(1,5)^2 (1+(6 \cdot 0,11/1,5))$$

$$\sigma_2 = \mathbf{55,68kn/m^2}$$

$$\sigma_d = (N/Bx \cdot B_y) (1+(4,2e_0by/B_y^2)) = 87/(1,5)^2 (1+(4,2 \cdot 0,11 \cdot 0,4/1,5^2))$$

$$\sigma_d = \mathbf{41,84kn/m^2}$$

$$M_d = Bx (B_y/2 - 0,35by)^2 (\sigma_d + 2\sigma_2)/6 = 1,5(1,5/2 - 0,35 \cdot 0,4)^2 (41,84 + 2 \cdot 55,68)/6$$

$$M_d = \mathbf{14,24kn.m}$$

$$Z = (7/8) \cdot 31 = 27.125 \text{ cm}$$

$$A_y = M_d/Z \cdot \sigma_s = 14,24/(0.271 \cdot 400000) = \mathbf{1.31cm^2}$$

➤ Les armature A_x sont déterminée par la méthode des bielles avec Q_u .

$$Q_a = N_a (1 + 3e_0/B_y) = 87(1 + 3 \cdot 0.21/1.5) = 106.14$$

$$A_x = Q_u(B_x - b_x)/8 \cdot d_x \cdot \sigma_s = 106.14(1.5 - 0.4)/8 \cdot 0.3 \cdot 400000 \quad A_x = 1.21 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage ELS :

$$M_s = 12,1 \text{ kn.m} \quad N_s = 104.8 \text{ kn}$$

$$e_0 = 11 < B/6 \text{ (diagramme trapézoïdale)}$$

$$e_0 = 11 > B/24 = 6,25 \text{ cm}$$

➤ On utilise la méthode de console pour déterminer les armatures (A_y)

$$\sigma_2 = N_u/B_x \cdot B_y (1 + 6e_0/B_y) = 104,8/(1,5)^2(1 + 6 \cdot 0,11/1,5)$$

$$\sigma_2 = 67,07 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_d = N/B_x \cdot B_y (1 + 4,2e_0b_y/B_y^2) = 104,8/(1,5)^2(1 + 4,2 \cdot 0,11 \cdot 0,4/1,5^2)$$

$$\sigma_d = 50,403 \text{ kn/m}^2$$

$$M_d = B_x (B_y/2 - 0,35b_y)^2 (\sigma_d + 2\sigma_2)/6 = 1,5(1,5/2 - 0,35 \cdot 0,4)^2 (50,04 + 2 \cdot 67,07)/6$$

$$M_d = 17.167 \text{ kn.m}$$

$$Z = (7/8) \cdot 31 = 27,12 \text{ cm}$$

$$A_y = M_d/Z \cdot \sigma_s = 17.167/(0,271 \cdot 348000) = 1,82 \text{ cm}^2$$

➤ Les armature A_x sont déterminée par la méthode des bielles avec Q_u .

$$Q_s = N_s (1 + 3e_0/B_y) = 104,8(1 + 3 \cdot 0,11/1,5) = 173.96$$

$$A_x = Q_s(B_x - b_x)/8 \cdot d_x \cdot \sigma_s = 173,96(1.5 - 0.4)/8 \cdot 0.3 \cdot 202000 ; A_x = 3.94 \text{ cm}^2$$

➤ On adopte : **8T10 = 6,28 cm²**

$$e \geq 6\phi + 6 = 12 \quad e = 15 \text{ cm} \quad , \text{ l'enrobage : } c = d'y - \frac{\phi}{2} = 4$$

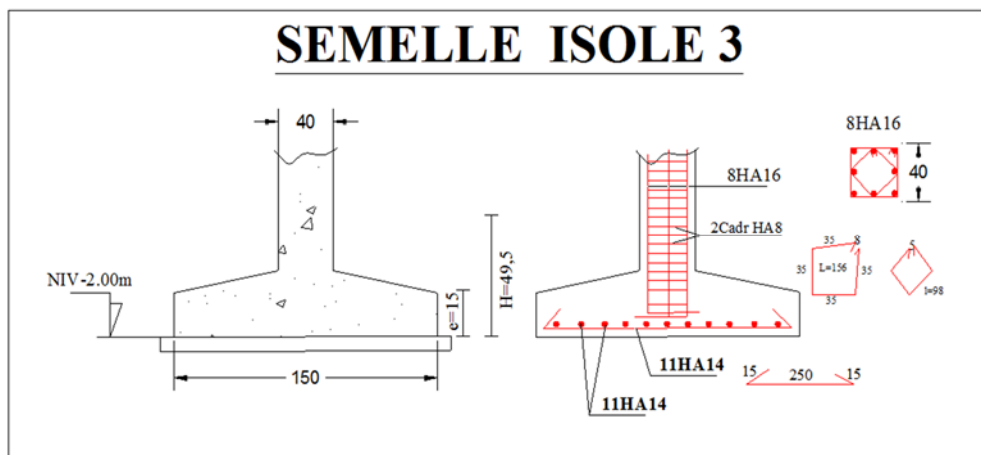


Figure 6: ferrailage de la semelle isolé n°3

3-2 Semelle continue sous deux poteaux :

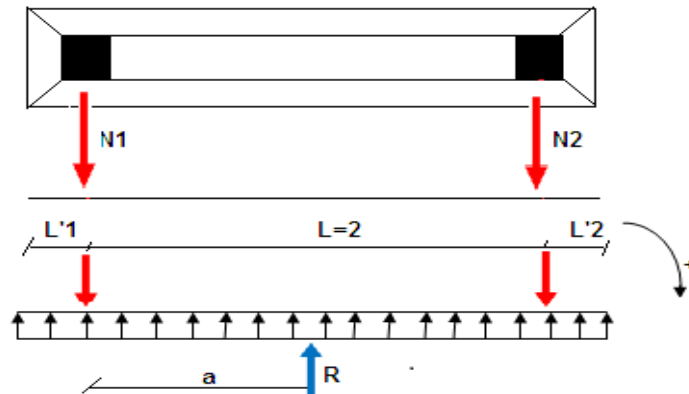


Figure 7 :schéma statique de la semelle filante sous deux poteaux

$N1=412 \text{ KN}$; $N2=689 \text{ KN}$; $b_x/b_y=40/40=1$

semelle1 : $b_y1 \geq \sqrt{142/140}$ $b_y1 \geq 1,7$

semelle1 : $b_y2 \geq \sqrt{689/140}$ $b_y2 \geq 2,2$

Distance restante : $2 - b_y1/2 - b_y2/2 = 2 - (1,7/2) - (2,2/2) = 0,05 < 0,6$

le choix de la semelle filante est justifié f

➤ Dimensionnement de la semelle filante

$N1 \neq N2$ Alors la charge est trapézoïdale alors il faut rendre la charge uniforme ,

On cherche ($l'1$) et ($l'2$) et R passe par $B_x/2$.

$$M/1=0 \longrightarrow N_2.L - R.a = 0 \longrightarrow a = L.N_2/R$$

$$V=0 \longrightarrow R = N_1 + N_2 = 1101 \longrightarrow a = 2.689/1101 = 1,25 \text{ m}$$

$$B_y = \max(B_{y1}, B_{y2}) = 2,2 \text{ m}$$

Diagramme uniforme si $B_x \geq R/B_y \cdot \sigma_{sol}$

$$B_x \geq 1101/2,2 \cdot 140 = 3,6 \text{ m}$$

$$l'1 = (B_x/2) - a = (3,6/2) - 1,25 = 0,55$$

$$l'2 = (B_x - l - l'1) = (3,6 - 2 - 0,55) = 1,05$$

$$d_y \geq \frac{B_y - b_y}{4} = \frac{2,20 - 0,40}{4} = 0,45 \text{ m} = 45 \text{ cm} \quad h = d_y + d'y = 45 + 4,5 = 49,5$$

➤ Calcul des moment de la semelle filante :

• Moment fléchissant :

$$q = R/B_x = 1101/3,6 = 305,83 \text{ kn.m}$$

• Moment sur appuis :

$$M_1 = q.l'1/2 = 305,83 \cdot 0,55^2/2 = 46,256 \text{ Kn.m}$$

$$M_2 = q.l'2/2 = 305,83 \cdot 1,05^2/2 = 168,58 \text{ Kn.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_x = qx^2/2 - N'_2(x - l'_2)$$

$$M'_x = qx - 689, x = 689/305,83 = 2,25$$

$$M_x = 305,83 \cdot 2,25^2 / 2 - 689 (2,25 - 1,05), M_{tmax} = 52,67$$

• **Effort tranchant**

$$T_{1g} = q \cdot l'_1 = 305,83 \cdot 0,55 = 168,20 \text{ Kn.}$$

$$T_{1d} = q \cdot l'_2 = 305,83 \cdot 0,55 - 412 = 243,79 \text{ Kn.}$$

$$T_{2g} = q \cdot l'_2 - 689 = 305,83 \cdot 1,05 - 689 = 367,87 \text{ Kn.}$$

$$T_{2d} = q \cdot l'_2 = 305,83 \cdot 1,05 = 321,12 \text{ Kn..}$$

➤ **Ferraillage de la semelles continue sous deux poteaux :**

• **Ferraillage en travée (comme un section en T renversé)**

$N'_2 = q = 305,83 \text{ kn.m}$; $B_x = 100 \text{ cm}$; $B = B_y = 220 \text{ cm}$; $b = 40$; $H = e = 15$; $H = 50$; $x = 44,5$
 $M_t = 52,67 \text{ kn.m}$

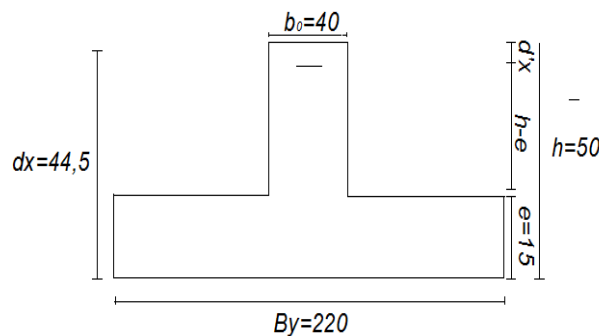


Figure8:vue d'une semelle filante

➤ **Moment équilibré par la table**

$$M_{table} = b_0 h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right), \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta b \times \delta b} = \frac{0.85 \times 25000}{1 \times 1.5} = 14166.66$$

$$M_{table} = 2,20 \times 0.15 \times 14166.66 \left(0.445 - \frac{0,15}{2} \right) =$$

$$M_{table} = 1729,74 \text{ kn.m}$$

Si $M_T > 0$ → La table est comprimée

Si $M_{table} > M_{travée}$ → la table peut équilibrer le moment en travée

➤ **Alors** l'axe neutre tombe dans la table de compression la calcul se ramène a une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{52,67}{2,2 \times 0.445^2 \times 14166.66} = 8,53 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \delta_s} = \frac{400000}{2.18^2 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3} = 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 100\varepsilon_{es}} = 0.669$$

$$u_R = 0.8\alpha_R(1 - 0.4\alpha_R) \quad u_R = 0.8 \times (0.669) \times (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.392$$

$$\mu < \mu_R \quad \mu = 8,53 \cdot 10^{-3} < \mu_R = 0.392$$

c'est le domaine 1 ou 2 alors on n'a pas besoin d'armature comprimée $A'_s=0$

$$\mu < 0.186 \longrightarrow 0.023 < 0.186 \text{ C'est le domaine 1 .}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 347826.08 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00853}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00853})$$

$$\alpha = 0.011$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)d_x = 1 - (0.4 \times 0.011) \cdot 0,445 = 0.443$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{52,67}{0,443 \times 347826.08}, A_s = 3,41 \text{ cm}^2$$

La condition de non frigidité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot 220 \cdot 0,445 \cdot 2,1 / 400 = 11,82$$

Alors on adopte : **6 HA 16** $A_s = 12,44 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage en appuis (comme un section rectangulaire) :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_{b^*} \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{168,60}{0,445 \cdot 0,40^2 \cdot 14166.66} = 0.150$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 = 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8\alpha_R(1 - 0.4\alpha_R) = 0.8 \cdot 0.673 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.673) = 0.391$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.150)}) = 0.205$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine 1

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \cdot d = (1 - 0.4 \cdot 0.205) \cdot 0,445 = 0.408$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{168,60}{0.408 \cdot 347826.08} = A_s = 11,8 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : **6 HA16= 12,06 cm²**

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

$$\tau_u < \tau_u \text{ lim}$$

$$b_0 = b + B_y/2 = 1,30 \text{ m}, \quad \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{367,88}{(1,3 \times 0,445)} = 635,96 \text{ Kn/cm}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\delta b}, 4000 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25000}{\delta b}, 4000 \text{ KN/m}^2 \right\} \longrightarrow \tau_{\text{lim}} = 2500 \text{ KN}$$

Alors $\tau_u < \tau_u \text{ lim}$ condition vérifiée

➤ **Vérification du diamètre**

➤ **zone nodale : selon BAEL 91 :**

$$\varphi_t < \min \left(\frac{h}{35}, ; \varnothing l, \frac{b_0}{10} \right) = \left(\frac{50}{35}, , \frac{40}{10} \right), \min(1,42 ; 1,2 ; 4) = 1,2 \text{ mm}$$

On adopte un cadre de $2 \varphi 8 = 1,00 \text{ cm}^2 = \varphi_t$

➤ **L'espacement :**

$$S_1 = \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,8 \times 400 \cdot 10^3 \times 2,01 \cdot 10^{-4}}{0,4 (635 - 0,3 \times 2100)} = 32,16 \text{ m}$$

$$S_2 = \frac{f_e \times A_t}{0,4 b_0} = \frac{400 \cdot 10^3 \times 2,01 \cdot 10^{-4}}{0,4 \times 0,4} = 502,5 \text{ m}$$

$$\bar{S} = \min(0,9d, 40) = \min(0,9 \times 44,5 ; 40) = 40 \text{ m}$$

$$S_3 = \frac{A_t}{0,003 b_0} = \frac{2,01 \cdot 10^{-4}}{0,003 \times 0,4} = 0,1675 \text{ m} = 16,75 \text{ cm}$$

$$S_4 = \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing \right) = \min \left(\frac{50}{4}; 14,4 \right) = \min(12,5 ; 14,4) = 12 \text{ cm}$$

Donc on prend pour écartement la plus petite valeur soit = 12

➤ **Zone courante :**

D'après L RPA. Section sans armature comprimée :

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage dans le sens transversale :**

➤ **N=Q=305,83**

➤ $A_y = \frac{N(B_y - b_y)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{305,83(2,20 - 0,40)}{8 \cdot 0,445 \cdot 348000} = 4,34 \text{ cm}^2$

$$e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1 + 6 = 12 \approx 15 \quad e=15\text{cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

➤ $Ay.By/4 = 4,34 \cdot 2,2 / 4 = 4,77 \text{ cm}^2$

Alors on adopte un cadre de 5 HA 8. ;AS=5,03 cm²

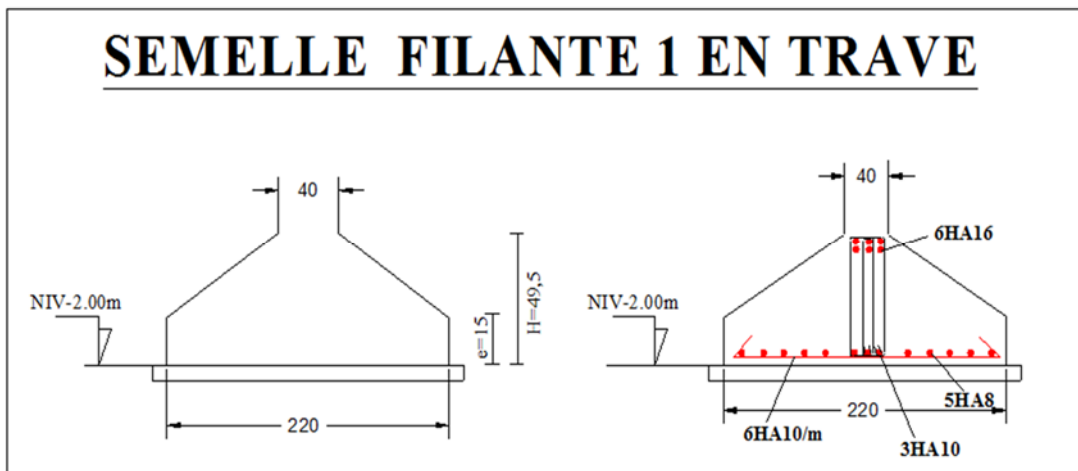
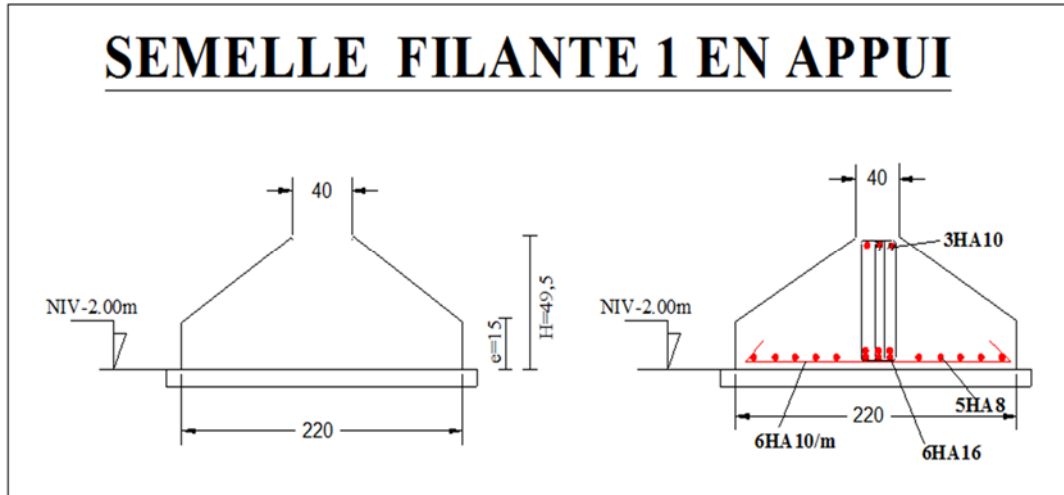


Figure 9 :coupe en appuis et en travée da la semelle filante n°1

3-3 Semelle filante sous voile et deux poteaux :

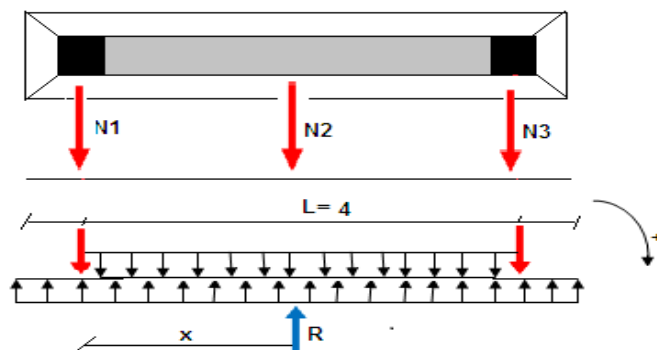


Figure 10 :schéma statique de la semelle filante sous deux poteaux et un voile

➤ **A PELU :**

$$N_1=396,6KN ; N_2=1676,6KN ; N_3=396,6KN$$

$$R=Nu=N_1+N_2+N_3=2469,8KN$$

$$X_G = \frac{\sum Ni.Xi}{\sum Ni} = \frac{396,6 \times 0 + 1676,6 \times 2 + 396,6 \times 4}{2469,8} = 2m$$

On adopte : By=6m

$$L=4+0,4+2 \times 0,6=5,6 m$$

$$V=L/2=5,6/2=2,8m$$

$$S=L.B=5,8.6=43,68m^2$$

$$I=B.L^3/12 = 6,5,6^3/12=114,15m^2$$

$$M= Nu(L/2-X_G) = 1975,84$$

$$\sigma_{1/2} = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = \frac{2469,8}{33,6} + \frac{1975,84 \times 2,8}{87,8} = 136,51 \text{ kn} < \sigma_{sol} = 140kN$$

➤ **Verification:**

$$dx = \frac{By-by}{4} = \frac{600-40}{4} = 140 \text{ cm}$$

$$h=dx+5,5=140+5,5 = 145,5 \rightarrow h=145,5cm$$

$$dy=h-d'y=145,5-4,5 = 141cm$$

$$dy = 141cm < Bx-bx = 600-40=560 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifie}$$

➤ **Ferraillage :**

$$N = \sigma \times l \times B = 135,51 \times 1 \times 6 = 813,06$$

$$A_y = \frac{N(By-by)}{8.d.x.\sigma_s} = \frac{813,06(600-0,40)}{8.1.40.348000} = 11,6.10^{-4}m^2 = 11,6cm^2$$

$$\text{Alor: } Bx=Bx = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{396,6}{140}} = 1,6m$$

$$A_x = \frac{N(Bx-bx)}{8.d.x.\sigma_s} = \frac{813,06(1,6-0,4)}{8.1.40.348000} = 2,50 \text{ cm}^2$$

➤ **A ELS :**

$$N_1=263,7KN$$

$$N_2=1070,2KN$$

$$N_3=363,7KN$$

$$R=Nu=N_1+N_2+N_3=1597,6KN$$

$$X_G = \frac{\sum Ni.Xi}{\sum Ni} = \frac{263,7 \times 0 + 1070,7 \times 2 + 263,7 \times 4}{1597,6} = 2m$$

On adopte B=By=6 m

$$L=4+0,4+2 \times 0,6=5,6 m$$

$$V=L/2=5,6/2=2,8m$$

$$S = L \cdot B = 5,8 \cdot 7,8 = 43,68 \text{ m}^2$$

$$I = B \cdot L^3 / 12 = 7,8 \cdot 5,6^3 / 12 = 114,15 \text{ m}^4$$

$$M = N_u(L/2 - X_G) = 1278,08 \text{ Kn.m}^2$$

$$\sigma_{1/2} = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = \frac{1597,7}{33,6} + \frac{1278,08 \times 2,8}{87,8} = 88,30 \text{ kn} < \sigma_{sol} = 140 \text{ kN}$$

➤ **Verification:**

$$dx = \frac{By - by}{4} = \frac{600 - 40}{4} = 140 \text{ cm}$$

$$h = dx + 5,5 = 140 + 5,5 = 145,5 \rightarrow h = 145,5 \text{ cm}$$

$$dy = h - d'y = 145,5 - 4,5 = 141 \text{ cm}$$

$$dy = 141 \text{ cm} < Bx - bx = 600 - 40 = 560 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifie}$$

➤ **Ferrailage :**

$$N = \sigma \times l \times B = 88,3 \times 1 \times 6 = 529,8 \text{ Kn.m}^2$$

$$A_y = \frac{N(By - by)}{8 \cdot dx \cdot \sigma_s} = \frac{529,8(600 - 0,40)}{8 \times 140 \times 202000} = 13,11 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 13,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors: } Bx = Bx = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{263,7}{140}} = 1,37 \text{ m}$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1,4 + 6 = 14,4 \approx 15 \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$A_x = \frac{N(Bx - bx)}{8 \cdot dx \cdot \sigma_s} = \frac{529,8(1,37 - 0,4)}{8 \cdot 1,40 \cdot 202000} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Oadopte $A_y = 9HA14 = 13,85 \text{ cm}^2$

$$A_x = 8 HA 8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition : $A_y \cdot B_y / 4 = 13,85 \cdot 6 / 4 = 20,77 \text{ cm}^2$

Alors on adopte un cadre de Ø8.

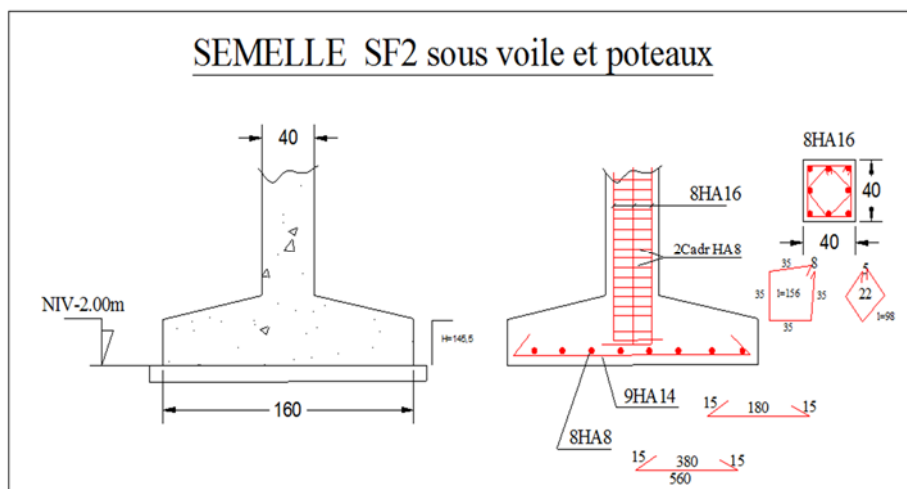


Figure 11 : Ferrailage de la semelle filante sous deux poteaux et un voile

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cursus de formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différents techniques : de calcul d'une structure en utilisant le logiciel de calcul robot milinim, les concepts, et les règlements.

D'après cette étude détaillée on a conclu que :

L'ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet pour éviter les conceptions insuffisantes et pour avoir une bonne sécurité parasismique.

Cette conception parasismique se base sur une disposition optimale des éléments de contreventement afin de réduire le risque sismique

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque qu'ils sont mal placés.

L'objectif primordial de cette étude étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Tableau des figures

N° Chapitre	N°	Titre	Page
02	01	les composants du béton	09
	02	flexion d'une poutre	16
	03	traction d'une poutre	17
	04	armature longitudinale dans une poutre	17
	05	armature longitudinale et transversale Dans une poutre	18
	06	principe de ferrailage Dans un poutre en Béton armé	18
	07	Le diagramme contraintes déformations du béton aux ELU	22
	08	diagramme contrainte –déformation du béton a L'ELS	23
	09	coefficient du poisson	24
	10	diagramme contrainte déformation pour L'acier	25
	11	diagramme contrainte déformation	28
	12	Enrobage des armatures	31
	13	poussé au vide	33
	14	les différents types des crochets corrects	34
03	01	dimension a respecter par les poutre d'après RPA 2003 article 7.5	36
	02	mension d'une poutre principale	37
	03	mension d'une poutre secondaire	38
	04	Coffrage des poteaux selon RPA 2003 article 7.4.1	39
	05	dimension d'un poteau carré	39
	06	dimension d'un Poteau circulaire	40
	07	dimension d'un plancher a corps creux	41
	08	dimensions de la poutrelle en T	42
	09	coupe transversale d'une poutrelle en T	43
	10	coupe d'un voile en élévation d'après RPA 2003	44
	11	coupe d'un voile en plan d'après RPA 2003	45
	12	couches du plancher terrasse	48
	13	couches du plancher étage courant	49
	14	surface afférente d'un poteau d'angle	52
	15	surface afférente d'un poteau de rive	55
	16	surface afférente d'un poteau central	57
04	01	planchers a corps creux	62
	02	Type des entrevous	63

	03	corps creux	64
	04	Dalle pleine portant dans un seul sens	64
	05	Dalle pleine portant dans les deux sens	64
	06	schéma explicatif de la méthode de Caquot	66
	07	schéma statique de la poutrelle	67
	08	dimensions de la poutrelle	89
	09	Ferraillage de la poutrelle	96
05	01	vue d'un escalier	105
	02	plans d'un escalier	106
	03	schéma statique de l'escalier 1	107
	04	schéma statique de l'escalier 2	112
	05	ferraillage de L'escalier type « 1 et 2 »	117
	06	vue d'un balcon	117
	07	Ferraillage des Balcons	124
	08	schéma explicatif de la force dans le câble	128
	09	Ferraillage de L'acrotère	141
06	01	ligne de construction	144
	02	définition des éléments de contreventement	144
	03	les dimensions des sections	145
	04	Dessin des éléments barre(poteau et poutre)	146
	05	définition et dimensionnement des planchers a corps creux	147
	06	définition et dimensionnement des panneaux (balcon voile)	147
	07	dessin des voiles(a gauche)et dessin des dalles (balcons, a droite)	
	08	définition de charges	148
	09	définition des combinaison	149
	10	saisie des coefficients	150
	11	saisir les valeurs des charges	150
	12	définition des appuis(fondation)	151
	13	la structure modélisée	152
	14	option de calcul	153
	15	type d'analyse Modale	153
	16	Paramètre de l'analyse Modale	154
	17	définition de L'analyse sismique	154
07	01	Limites des décrochements en plan	169
	02	Limites des décrochements en élévation	170
08	01	Diagramme des moment de la poutre a L'ELU	182
	02	Diagramme des moment de la poutre a L'ELA	184
	03	Diagramme des moment de la poutre al'ELS	186
	04	ferraillage de la poutre principale	194
	05	Diagramme des moment de la poutre al'ELS	196
	06	Diagramme des moment de la poutre al'ELS	198
	07	Diagramme des moment de la poutre al'ELS	200
	08	ferraillage de la poutre secondaire	208
	09	diagramme du poteau	201
	10	diagramme des moment du poteau	223
	11	diagramme des moment du poteau	224
	12	ferraillage du poteau	226

09	01	Différent type des voiles	229
	02	Voile plein	231
	03	Section partiellement comprimée	233
	04	Section entièrement tendu	234
	05	Section entièrement comprimé	235
	06	Vu en plan d'un voile	235
	07	Coupe verticale et horizontale du voile	216
10	01	Coupe sur le voile périphérique	247
	02	dimensions (hauteur, longueur)du voile périphérique d'après la coupe BB	248
	03	Ferraillage des longrines	253
	04	ferraillage de la semelle isolé 1	257
	05	ferraillage de la semelle isolé n°2	260
	06	ferraillage de la semelle isolé n°3	262
	07	schéma statique de la semelle filante sous deux poteaux	263
	08	vue d'une semelle filante	264
	09	coupe en appuis et en travée da la semelle filante n°1	267
	10	schéma statique de la semelle filante sous deux poteaux et un voile	267
	11	Ferraillage de la semelle filante sous deux poteaux et un voile	269

Tableau des Tableaux

Chapitre	N°	Titre	Page
02	01	résistance du béton a la traction et a la compression a 28 jours	22
	02	Nuance des aciers	26
03	01	charges permanentes et d'exploitation d'un plancher terrasse	48
	02	charges permanentes et d'exploitation d'un plancher étage courant	49
	03	charges permanentes et d'exploitation de RDC	49
	04	charges permanentes et d'exploitation du balcon	50
	05	charges permanentes et d'exploitation du garde corps	50
	6/7	charges permanentes et d'exploitation des escalier (volée et le palier)	51
	08	calcul de la décente de charge sous G pour le poteau d'angle	54

	09	calcul de la décente de charge sous Q pour le poteau d'angle	54
	10	calcul de la décente de charge sous G pour le poteau de rive	56
	11	calcul de la décente de charge sous Q pour le poteau de rive	56
	12	calcul de la décente de charge sous G pour le poteau central	59
	13	calcul de la décente de charge sous Q pour le poteau central	59
04	01	Moment de la dalle pleine RDC a L'ELU	98
	02	Moment de la dalle pleine RDC a L'ELU	98
05	01	Moments de la dalle du Balcon a L'ELU	118
	02	Moments de la dalle du Balcon a L'ELS	119
	03	évaluation de charge dans la dalle machine	127
	04	Les moment de la dalle machine en travée et en appuis A l'ELU	130
	05	Les moment de la dalle machine en travée et en appuis A l'ELS	131
07	01	coefficient d'accélération de zone A.(selon RPA)	165
	02	période caractéristique T2	166
	03	Valeurs de ξ (%)	166
	04	valeurs du coefficient C_T	167
	05	valeurs du coefficient de comportement R	167
	06	résultat du coefficient de qualité sens x	174
	07	résultat du coefficient de qualité sens y	175
	08	tableau des masses	176
	09	L'effort sismique EX	177
	10	L'effort sismique EX	177
	11	déplacement de la structure	177
08	01	Moment de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot	182
	02	Moment de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot	195
	03	Moment et effort normal du poteau d'après l'analyse numérique par le Robot	221
10	1	Les valeurs de γ_d et Φ pour les remblais (tab d'après BAEL83)	248

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENT :

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- ❖ Règlement NEGIE ET VENT RNV 1999
- ❖ Règles de calcul des fondations superficielles DTR-BC 2.331
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règle BAEL 83

LIVRE :

- ❖ Le béton armé aux états limites (justification et verification des section selon BAEL91)Mr Bachir Kebaili
- ❖ Cour de béton armé B.E.A.L 91 Jean –Pierre Mougin
- ❖ Cours du béton armé licence Mr Habita
- ❖ Cours (calcul des ouvrages en béton armé) Master 1 Mr Selougha.
- ❖ Cours du béton armé (flexion composé et flexion simple) Madame Menadi

Thèses :

- ❖ Etude d'un hotel en R+10 contreventé par voiles –portiques en béton armé (2012)
- ❖ Etude d'un bâtiment en R+12 a usage d'habitation

LOGICIELS :

- ❖ Logiciel d'analyse des structures **Autodesk robot 2014**
- ❖ Logiciel de dessin ferrailage et de coffrage **Autodesk Advance Concrete 2014**
- ❖ Expert 2009
- ❖ EXCEL 2013
- ❖ WORD 2013
- ❖ AUTO CAD 2014

Annexes

Chpitre 1:
Présentation
de
l'ouvrage

Chpitre 2:
Caractéristique
mécanique
des
matériaux

Chpitre 3:

Prédimensionnement

et

Décente de charge

Chpitre 4:
Etude
des
planchers

Chpitre 5:
Calcul
des éléments
secondaire

Chpitre 6:
Généralité
sur
le ROBOT

Chpitre 8:

Etude

des portiques

Chpitre 9:

Etudes

des

voiles

Chpitre 7

Etude Sismique

Chpitre 10:

Etude

de

L'infrastructure