



HAL
open science

Pylônes de télécommunications et bâtiments

Charbel Nehme

► **To cite this version:**

| Charbel Nehme. Pylônes de télécommunications et bâtiments. Structures. 2016. dumas-01638796

HAL Id: dumas-01638796

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01638796>

Submitted on 20 Nov 2017

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET MÉTIERS
PARIS ou CENTRE RÉGIONAL ASSOCIÉ DU LIBAN

MÉMOIRE

Présenté en vue d'obtenir
Le DIPLÔME D'INGÉNIEUR CNAM

SPÉCIALITÉ: GÉNIE CIVIL

OPTION: BÂTIMENT

Par

NEHME Charbel

PYLÔNES DE TÉLÉCOMMUNICATIONS ET BÂTIMENTS

Soutenu le 10/3/2016

JURY

PRÉSIDENT:

Monsieur le professeur F. GUILLEMARD, Chef du département Génie Civil au Cnam

MEMBRES:

Monsieur le professeur E. EL HACHEM, Directeur du Cnam_Liban

Monsieur le professeur M. EL RASSI, Chef du département Génie Civil au Cnam Liban

Monsieur le professeur R. ASSAF, Professeur associé

Monsieur T. ARIS, Professeur associé et Tuteur de ce projet.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, j'aimerais exprimer ma gratitude envers tous ceux qui, directement ou indirectement, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

De prime d'abord, je tiens à remercier vivement M. le professeur F. GUILLEMARD, président du jury, M. ELIAS EL HACHEM, directeur de l'ISAE-Cnam Liban, M. MARWAN EL RASSI, Chef du département Génie Civil au Cnam Liban. Mes remerciements vont aussi à tous les professeurs du département, pour la qualité de leurs travaux au service de notre institut et pour m'avoir encouragé tout au long de mes études et aussi tous les membres de ce jury.

Mon respect et mes sincères remerciements vont aussi à Mme ROSY HAJJ, et M. GEORGES GEAGEA, responsables et spécialistes de la planification et des études civiles à l'entreprise Alfa. Ils sont remerciés pour leur présence et pour le temps qu'ils ont bien voulu consacrer pour l'évolution de ce travail.

Et enfin, je tiens à remercier et exprimer ma profonde gratitude à mon tuteur M. TOUFIC ARIS qui a voulu accepter de diriger ce travail. À lui je dois mes salutations distinguées et mes grandes appréciations.

SOMMAIRE

SOMMAIRE	3
RÉSUMÉ.....	7
ABSTRACT	7
LISTE DES ABRÉVIATIONS	8
GLOSSAIRE.....	10
INTRODUCTION.....	11
I PYLÔNES DE TÉLÉCOMMUNICATION	13
I.1 Les antennes (sources de charges).....	13
I.2 Les différents types de pylônes utilisés	14
I.2.1 Les pylônes à haubans.....	14
I.2.2 Les pylônes à quatre pieds	15
I.2.3 Les pylônes à trois pieds	16
I.3 Pylône installé sur le terrain naturel (Green field site).....	17
I.3.1 La fondation superficielle.....	17
I.3.2 La fondation FU (ou bien radier)	18
I.3.3 Les fondations profondes, pieux	19
I.4 Pylône installé sur un bâtiment (Roof top site)	20
I.4.1 Pylône sur un bâtiment existant	20
I.4.2 Pylône sur un bâtiment sous étude structurale	20
I.5 Éléments d'assemblages	20
I.5.1 Par fixation directe sur la dalle.....	20
I.5.2 Solution des poutres en acier.....	21
I.5.3 Solution des poutres en béton armé.....	22
I.5.4 Solution d'une dalle de béton séparée.....	23
II HYPOTHÈSES DE CALCUL	25
II.1 Présentation du Bâtiment.....	25
II.2 L'endroit du bâtiment.....	25

II.3	Hypothèse du projet.....	26
II.3.1	Détermination des dimensions	26
II.3.2	Documents fournis	26
II.3.3	La résistance des matériaux.....	27
II.3.4	La descente des charges	27
II.3.5	Notions de descente de charges.....	28
II.3.6	Combinaisons des charges	28
II.3.7	États limites ultimes (ELU).....	29
II.3.8	Notions sur l'ancrage forfaitaire	29
II.4	Conclusion.....	30
III	ÉTUDE BÉTON ARMÉ.....	31
III.1	Définition	31
III.1.1	Les portées des poutres	31
III.1.2	Les poteaux	31
III.1.3	Les dalles.....	31
III.1.3.1	Planchers à corps creux	31
III.1.3.2	Dalles pleines.....	32
III.1.3.3	Plancher dalle	32
III.2	CHOIX DU TYPE DE DALLE À UTILISER.....	33
III.2.1	Pour dalles nervurées	33
III.2.2	Pour le cas de la dalle pleine	35
III.2.3	Pour le cas d'un plancher dalle	36
III.3	Comparaison des trois types et choix de dalle convenable.....	38
III.4	Conclusion	38
IV	PARTIE ACIER.....	39
IV.1	Historique.....	39
IV.2	Domaines d'application des structures métalliques.....	39
IV.3	Types d'ouvrages d'acier analysé dans ce projet.....	40

IV.3.1	Définition des charges	40
IV.4	Différentes solutions pour la fixation du pylône.....	41
IV.4.1	Fixation directe sur la dalle	41
IV.4.2	Fixation par l'intermédiaire des poutres d'aciers	45
IV.4.3	Fixation à l'intermédiaire des poutres en béton	52
IV.4.4	Fixation par un bloc de dalle isolante.....	54
IV.5	Choix convenable de fixation	59
IV.6	Conclusion	59
V	Les charges du pylône jusqu'aux fondations.	60
V.1	Charges horizontales et de contreventements.....	60
V.1.1	Sollicitations provenant des actions du vent	60
V.1.2	Sollicitations provenant des actions du séisme	62
V.1.3	Dimensionnement des éléments de contreventements	64
V.1.4	Régularité du bâtiment	64
V.1.5	Distribution des sollicitations	65
V.2	Étude d'autres Éléments constituant l'ouvrage	66
V.2.1	Dimensionnement d'une fondation superficielle	66
V.2.2	Notion de capacité portante et de tassement	67
V.2.3	Dimensionnement et ferrailage de l'escalier.....	68
V.3	Choix de fondation du bâtiment	69
V.3.1	Étude du radier général	70
V.3.2	Définition et calcul des fondations profondes.....	71
V.3.3	Typologie des pieux	71
V.3.4	Groupement des pieux.....	73
V.4	Conclusion.....	74
	CONCLUSION	75
	LISTE DES FIGURES.....	77
	LISTE DES TABLEAUX.....	78

BIBLIOGRAPHIE	79
ANNEXES	80

RÉSUMÉ

Les systèmes de radiotéléphonie mobile sont maintenant une référence au niveau mondial. La demande en capacité et couverture augmente de jour en jour, et les différents opérateurs se dirigent vers l'installation de nouveaux sites. Cette demande est grande dans les régions urbaines où l'on est obligé d'installer de nouveaux sites sur des bâtiments.

La première partie décrit le pylône (charpente métallique) : présentation générale des pylônes, et présente les différentes méthodes de fixation sur terrain naturel et sur ouvrage en béton.

La deuxième partie décrit le bâtiment, définit le nombre d'étages, les dimensions du bâtiment, les matériaux à utiliser dans la construction, les charges et les coefficients nécessaires pour le calcul des charges de vent et de séisme. Une étude comparative des différents types de dalles, et le choix du type qui convient à notre cas.

La troisième partie est une étude comparative entre les différentes solutions pour la fixation du pylône, avec le choix de la solution convenable pour notre cas.

Enfin, nous faisons la descente de charge du pylône, avec l'étude des éléments structuraux qui sont influé par ces charges (Éléments de contreventement, poteaux, fondations...).

ABSTRACT

Mobile radio systems are now a world reference. The demand for capacity and coverage is increasing day by day, and different operators are moving towards the installation of new sites. This demand is high in urban areas where it is necessary to install new sites on buildings.

The first part describes the pylon (structural steel) with a general presentation of the pylons, and presents the different methods of assembly that connects the tower to the soil and to the concrete structure.

The second part describes the building, sets the number of floors, building dimensions, materials used in construction, the loads and coefficients needed to calculate wind loads and earthquake. A comparative study of different types of slabs and choose the type that matches our case.

The third part is a comparative study of the various solutions for fixing the pylon, and choose the suitable solution for our case.

Finally, we make the down load of the tower, with the study of the structural elements that are affected by these charges (Bracing elements, foundations ...).

LISTE DES ABRÉVIATIONS

- ✓ HEA : section forme H du profile d'une poutre en acier
- ✓ a_{gR} : l'accélération maximale de référence du sol
- ✓ $v_{b,0}$: la vitesse de référence du vent
- ✓ q_u : contrainte admissible du sol
- ✓ f_{ck} : résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
- ✓ E_{cm} : module d'élasticité sécant du béton
- ✓ Γ_c : coefficient de sécurité pour les situations durables
- ✓ f_{cd} : résistance de calcul en compression du béton
- ✓ f_{yk} : contrainte élastique caractéristique
- ✓ f_{ctm} : valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
- ✓ γ_s : coefficient partiel de l'acier
- ✓ f_{yd} : résistance de calcul en traction
- ✓ A_c : aire de la section droite du béton
- ✓ N_{Ed} : effort normal de compression agissant
- ✓ M_{Ed} : moment fléchissant dans la section considérée
- ✓ D : hauteur utile de la section droite
- ✓ Z : bras de levier du couple de flexion
- ✓ A_s : section d'armatures
- ✓ S : espacement des armatures
- ✓ RDC : rez-de-chaussée
- ✓ daN : déca Newton
- ✓ ELS : États Limites de Service
- ✓ G : charge permanente
- ✓ Q : charge d'exploitation
- ✓ ELU : États Limites Ultimes
- ✓ N : Charges du vent
- ✓ Φ : Section des armatures
- ✓ $M_{b,Rd}$: Le moment résistant de calcul au déversement dans une poutre d'acier
- ✓ W_y : Module de résistance approprié
- ✓ V_{Ed} : Effort tranchant dans la section considéré
- ✓ $W_{pl,y}$: Module de résistance plastique
- ✓ Mezz: mezzanine
- ✓ D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel

- ✓ B: largeur ou diamètre de la fondation
- ✓ γ : poids volumique du sol de fondation
- ✓ γ' : poids volumique du sol au-dessus de la fondation
- ✓ $\sigma_v = \gamma'D$: contrainte des terres au-dessus de la base de la fondation
- ✓ c : cohésion du sol sous la base de la fondation (en unité de pression)
- ✓ q_p : contrainte limite de pointe (en kPa)
- ✓ q_f : frottement latéral unitaire de la couche i (en kPa)
- ✓ A : section droite du pieu (en m²)
- ✓ P: périmètre du pieu (en m)
- ✓ n: nombre de couches traversées par le pieu
- ✓ h: épaisseur de la couche i (en m)
- ✓ m: nombre de rangées
- ✓ n: nombre de pieux dans chaque rangée
- ✓ B: diamètre d'un pieu
- ✓ L: entraxe des pieux d'une même rangée

GLOSSAIRE

- ✓ SWITCH : Central de communication et station de télécom
- ✓ Green field site : Pylône installé sur le terrain naturel
- ✓ Roof top site : Pylône installé sur un ouvrage (bâtiment)
- ✓ Pylône : Tour en charpente métallique pour la télécommunication
- ✓ DATA CENTRE : Central d'information
- ✓ Plate : plaque en acier
- ✓ Stiffener : raidisseur
- ✓ Pieux : fondation profonde
- ✓ Ratio : masse d'acier dans 1 m³ de béton

INTRODUCTION

L'ingénieur civil s'occupe de la conception, de la construction, de la gestion, de l'entretien et de la réparation d'ouvrages, afin de répondre au développement des besoins de la société en assurant la sécurité du public, et dans le respect de l'environnement et des règlements.

Ses travaux sont variés et couvrent les domaines des structures (bâtiments, charpentes métalliques...), de la géotechnique (fondations, excavations...), de la sécurité sous toutes actions accidentelles (vent, séisme...), de la gestion et de l'environnement... L'ingénieur civil recouvre alors tout ce qui concerne l'art de concevoir et de réaliser des constructions.

Parmi ces responsabilités, il y a la participation à l'évolution du réseau téléphonique mobile qui ne cesse d'augmenter et continue à croître de façon considérable.

Le souci principal des opérateurs est d'assurer une couverture en plein air au niveau des axes routiers, des avenues, des parcs... afin de maintenir la communication en cours durant le déplacement des abonnés, et aussi dans le cas catastrophe naturelle (vent, séisme...). Pour ces raisons les opérateurs de télécommunications demandent des bâtiments pour plusieurs utilités: bureaux, point de vente et qui soit de plus disponible à implanter des SWITCH, des pylônes de télécommunication... tout en réservant la rigidité de l'ouvrage sous toute action accidentelle.

Comment une charpente métallique sera-t-elle fixée sur un ouvrage en béton?

Quels sont les différents points à prendre en compte pour le calcul des charges qui agissent sur un ouvrage ?

Comment choisir les meilleurs types de dalles et dimensionner les éléments structuraux qui constituent notre bâtiment ?

Ce mémoire a pour objectifs :

- Définir les différents types de pylônes utilisés.
- Définir et dresser les démarches d'études pour la fixation d'un pylône sur un bâtiment en béton.
- Présenter une démarche économique et sécuritaire pour le dimensionnement de ce bâtiment. Pour arriver à cet but, la démarche suivante va être suivie.

On introduit tout d'abord les différents pylônes utilisés, puis on fixe les hypothèses de calcul de notre projet en présentant: les matériaux à utiliser, le nombre d'étages, les dimensions du bâtiment, la région où il sera construit, les charges, les combinaisons.

Ensuite, on passe aux éléments du bâtiment, où je voudrais faire une étude comparative des différents types de dalles et choisir le type qui présente la réponse aux besoins de notre client.

Par la suite, on passe au choix convenable pour la fixation de la charpente métallique sur notre bâtiment, et on présente les méthodes de dimensionnement et de ferrailage des différents éléments qui composent notre ouvrage en nous basant sur différents critères. Puis une vérification globale de la structure est réalisée en utilisant le logiciel Arche-Effel.

Enfin, présentons le pylône choisi pour ce projet. Ce pylône a la forme d'une charpente métallique qui va être installée sur notre ouvrage. Pour que cette charpente soit fixée sur un ouvrage en béton, on utilise des éléments intermédiaires : des poutres HE As, boulons, soudure, bloc en béton...

I PYLÔNES DE TÉLÉCOMMUNICATION

Les pylônes de télécommunication, ou pylônes treillis ou charpentes métalliques sont fabriqués par des entreprises spécialisées dans ce domaine, et on les distingue suivant plusieurs critères: la capacité portante (le nombre d'équipements et d'antennes destinés à être installés sur ce pylône), le lieu d'installation (sur bâtiment, sur terrain naturel)...

Les pylônes font partie des structures qu'on peut qualifier de structures discrètes en forme de barres ou poutres. La technique de calcul de ces structures a connu ces dernières années un développement considérable. La méthode des éléments finis est un outil puissant permettant de modéliser ces systèmes, avec des calculs raisonnables sur les logiciels de calcul, ce qui a réduit la durée du temps de calcul.

Chaque pylône est équipé d'une variété d'accessoires comprenant des plates-formes, des supports d'antennes, des dispositifs de sécurité, des kits de balisage, un kit de protection contre la foudre et autres.

I.1 LES ANTENNES (SOURCES DE CHARGES)

Les antennes sont les composantes les plus visibles du réseau. On les voit un peu partout : souvent sur de hauts pylônes, sur des toits d'immeubles, contre des murs....

Nous donnons ci-dessous les formes des antennes les plus utilisées. Les charges principales créées sur le pylône sont calculées à partir des forces du vent appliquées à la somme des surfaces de ces éléments.



Figure 1: Les antennes utilisées

I.2 LES DIFFERENTS TYPES DE PYLONES UTILISES

Il existe plusieurs types et formes de pylônes, selon les caractéristiques demandées et selon l'entreprise de fabrication.

I.2.1 Les pylônes à haubans

Conçus pour supporter des charges légères et moyennes, ils sont stabilisés à différents niveaux sur leur hauteur par des haubans ancrés au sol (câbles tendeurs en acier). Ce type de pylône est construit lorsque le niveau des antennes est demandé à une hauteur élevée. La majorité des pylônes haubanés se présentent sous forme de treillis triangulaire.

Les pylônes haubanés sont conçus pour des hauteurs allant de 50 à 150m.



Figure 2: Les pylônes à haubans

Ce type n'est pas très utilisé au Liban, car il nécessite une grande surface pour qu'il soit implanté.

I.2.2 Les pylônes à quatre pieds

Un pylône autoportant de quatre pieds est constitué d'éléments suivant un modèle de base carrée. Ce pylône est capable de supporter des charges moyennes et lourdes. Le pylône carré est conçu pour des hauteurs allant de 20 à 70m.



Figure 3: Les pylônes à quatre pieds

Ce type est souvent utilisé au Liban dans d'autres entreprises.

Dans l'entreprise où je travaille, ce type n'était pas recommandé, car les éléments constituant du pylône angulaire carré sont des barres en forme de « L » où la malléabilité des directions des supports sera difficile.

I.2.3 Les pylônes à trois pieds

Ce sont des pylônes autoportants à trois pieds constitués d'éléments de sections circulaires conçues suivant un modèle de base triangulaire. Le pylône de communication est capable de supporter des charges moyennes et lourdes. Il est conçu pour des hauteurs allant de 10 à 70 m.



Figure 4: Les pylônes à trois pieds

Les avantages de ce type : les éléments composant ce type sont des barres de sections circulaires. Donc l'ensemble des accessoires d'antennes peut être installé à une hauteur et une orientation souhaitées conformément aux exigences des ingénieurs de télécommunications.

Ce type du pylône a besoin seulement d'une surface égale à la surface de la fondation pour qu'il soit installé.

Au Liban, la géologie du terrain naturel comporte des montagnes. Donc on ne sera pas obligé d'utiliser des pylônes de grande hauteur, puisqu'il existe la possibilité de choisir les endroits au sommet de ces montagnes pour cette installation.

Pour toutes ces raisons présentées, ce type est choisi par l'entreprise où je travail.

I.3 PYLONE INSTALLE SUR LE TERRAIN NATUREL (GREEN FIELD SITE)

En plus du choix du pylône, il existe plusieurs choix de fondations qui diffèrent d'un pylône à l'autre et selon le lieu et la nature du sol.

Les fondations pour les pylônes ont un double rôle : d'une part de transmettre les charges concentrées au sol, et d'autre part de résister aux moments créés par les pylônes, c'est-à-dire à la force ascendante créée.

On va présenter ci-dessous les types de fondations utilisées lorsque le pylône est implanté sur le terrain naturel.

I.3.1 La fondation superficielle

Ce type est utilisé lorsque la capacité portante et les conditions du sol sont acceptables. C'est la fondation dont la surface est du même niveau que la surface du sol, avec une épaisseur variant entre 1 et 1.5 m.

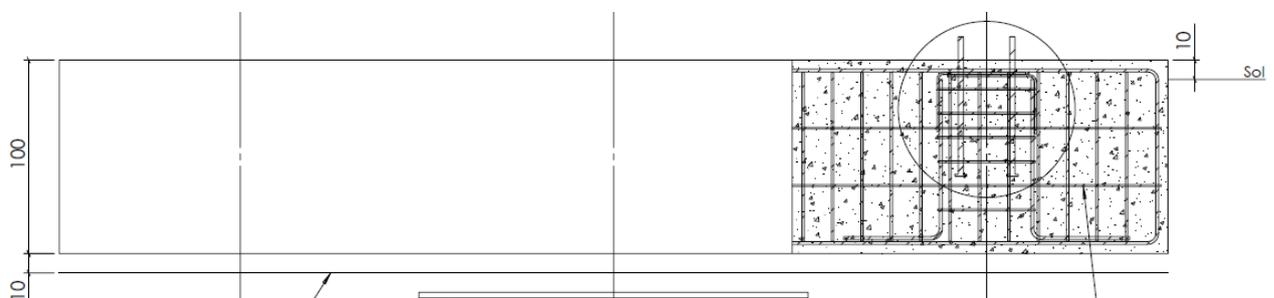


Figure 5: Armature sur chantier et plan de fondation superficielle

I.3.2 La fondation FU (ou bien radier)

Elle est utilisée lorsque le bon sol est à une profondeur moyenne de la surface du terrain ou bien lorsqu'on a une petite surface d'implantation. Elle est comparée à un radier enterré dans le sol avec des colonnes qui ont une hauteur jusqu'à la surface du sol où sera ancré le pylône.

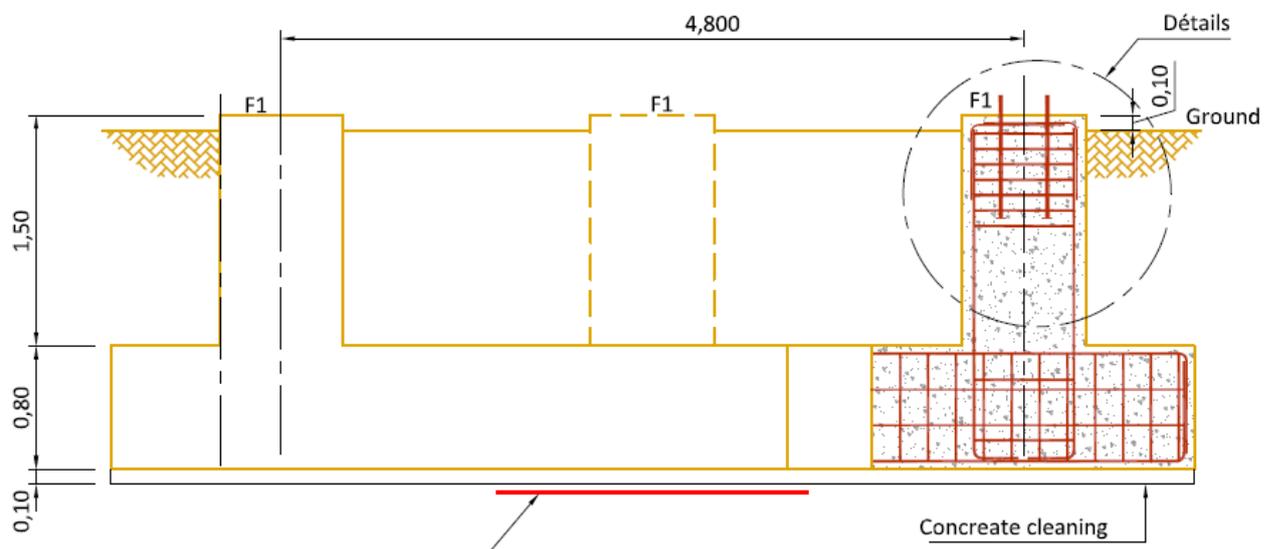


Figure 6: Armature sur chantier et plan de fondation FU

I.3.3 Les fondations profondes, pieux

Ils sont utilisés lorsque le bon sol est à une profondeur plus grande que 10 m, ou bien lorsqu'une nappe phréatique d'eau est présente. La nappe phréatique crée des effets importants sur les fondations utilisées, comme ils sont de surface importante (le minimum de dimension des fondations utilisée est de forme de carrée de 5 m de côté).

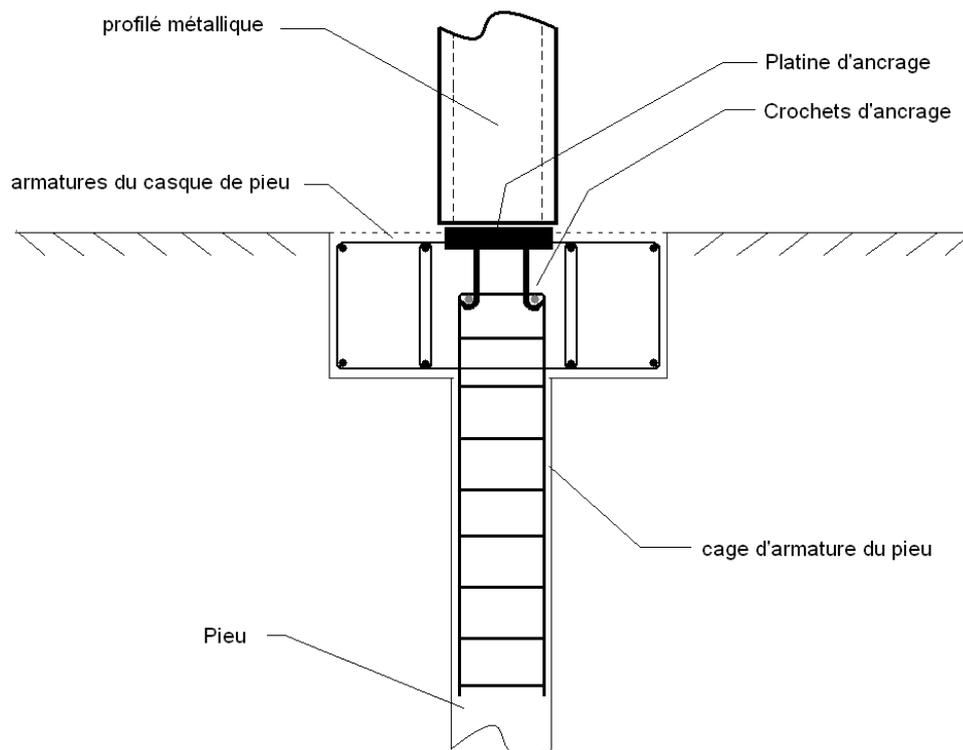


Figure 7: Armature sur chantier et plan d'une fondation profonde

En effet, à chaque fois qu'on a une implantation d'un pylône sur un terrain naturel il faut faire les sondages nécessaires pour examiner la capacité portante du sol et vérifier la présence ou l'absence de la nappe phréatique.

I.4 PYLONE INSTALLE SUR UN BATIMENT (ROOF TOP SITE)

Lorsqu'un pylône est destiné à être installé sur un bâtiment deux cas se présentent.

I.4.1 Pylône sur un bâtiment existant

Il faut étudier ce bâtiment et vérifier si les colonnes existantes peuvent résister aux surcharges additionnelles qui vont être appliquées par le pylône.

I.4.2 Pylône sur un bâtiment sous étude structurale

Il faut ajouter les surcharges provenant du pylône aux sollicitations calculées qui proviennent du bâtiment.

Dans les deux cas, pour qu'un pylône soit installé sur un bâtiment en béton, il faut prévoir des poutres en forme de HEA. Le pylône sera fixé sur ces poutres d'une part, et d'autre part ces poutres s'appuient sur les poteaux du bâtiment et présente avec eux une continuité.

I.5 ÉLÉMENTS D'ASSEMBLAGES

Pour installer cette charpente métallique préfabriquée sur un ouvrage en béton, plusieurs solutions peuvent être appliquées. On va définir ses différentes solutions ci-dessous.

I.5.1 Par fixation directe sur la dalle

Il faut dans ce cas étudier la dalle pour qu'elle puisse supporter les charges de poinçonnement créées par le pylône. En plus il faut assurer l'ancrage nécessaire pour les tiges de fixation.

Pour l'ancrage des boulons dans le béton, une valeur est donnée par le code pour la hauteur du béton nécessaire. Il arrive que la hauteur de la dalle dans les points d'appui du pylône ne suffise pas pour cet ancrage. On peut assurer la fixation par une contre plaque. C'est-à-dire que la tige ne sera plus ancrée, mais fixée des côtés opposés de la dalle par des écrous et des plaques d'acier.



Figure 8: Fixation directe du pylône à la dalle

I.5.2 Solution des poutres en acier

Le but de cette solution est de transmettre les charges créées par le pylône aux poteaux du bâtiment, par l'intermédiaire des poutres en acier.

Pour assurer une continuité entre les poutres d'acier et les poteaux en béton (deux types de matériaux différents), les éléments d'assemblage ci-dessous sont suggérés :

1. Les poutres HEA qui transmettent les charges du pylône jusqu'aux poteaux.
2. Les plaques et les boulons pour la connexion entre les différents éléments.
3. Les blocs de béton qui ont un rôle d'ancrage pour les boulons qui fixent les poutres HEA d'une part et les barres d'acier provenant des colonnes d'autre part.

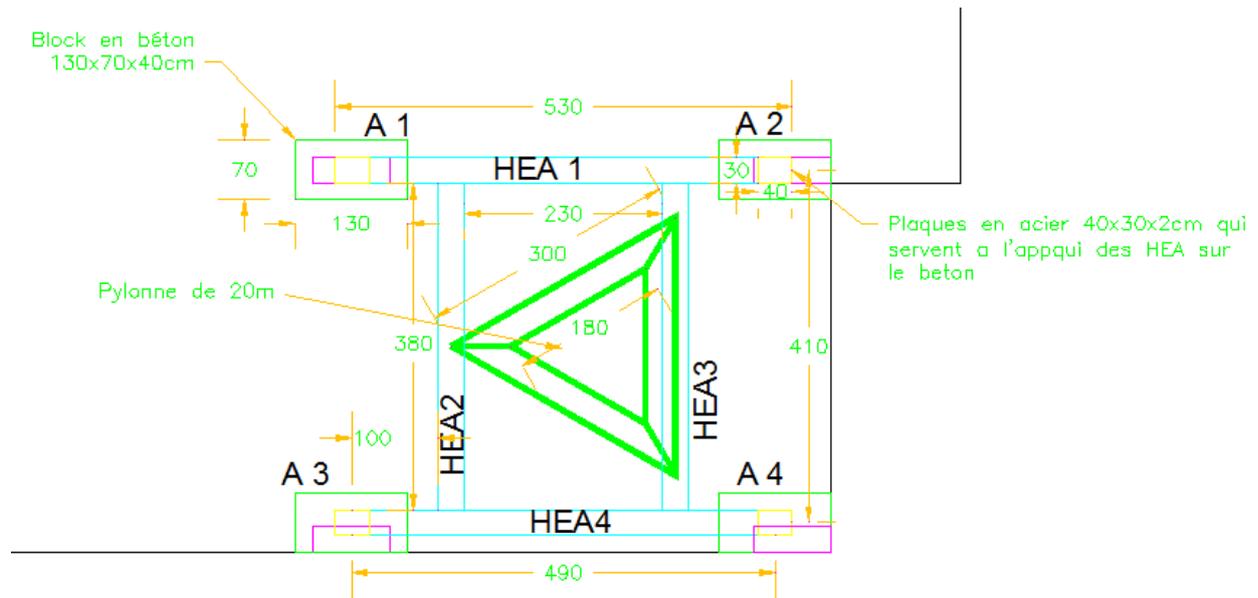


Figure 9: Fixation à l'intermédiaire des poutres d'acier

I.5.3 Solution des poutres en béton armé

C'est le même concept que la solution précédente, mais ici des poutres en béton armé remplacent les poutres en acier. Les hauteurs de ces poutres sont reliées aux hauteurs nécessaires pour l'ancrage des tiges de fixation du pylône, et leur largeur est reliée à la largeur nécessaire entre deux tiges opposées tout en prenant en considération le recouvrement nécessaire.



Figure 10: Fixation à l'intermédiaire des poutres en bétons

I.5.4 Solution d'une dalle de béton séparée

Toute structure doit rester globalement en équilibre sous les actions qui la sollicitent. Le mouvement d'ensemble peut être une translation (glissement), ou une rotation (renversement). Le principe de la dalle de béton séparé est de créer des forces et des moments stabilisants qui s'opposent au moment et aux forces déstabilisatrices. Le concept est de créer une dalle totalement séparée du bâtiment ou le renversement de la structure sera stabilisé par le poids de la dalle et celle de la translation (forces horizontales) sera stabilisée par les forces de frottement entre les deux dalles (la dalle implantée et celle du bâtiment).



Figure 11: Fixation par une dalle de béton totalement séparée

En conclusion, le choix du pylône et de la fondation nécessaire est basé sur plusieurs critères. Pour ces raisons, une étude complète est recommandée en prévention de chaque projet.

II HYPOTHÈSES DE CALCUL

II.1 PRESENTATION DU BATIMENT

Le site retenu pour ce projet est un nouveau bâtiment constitué de plusieurs étages et magasins, qui sera construit à Sin-El-Fil Beyrouth-Jisr El Wati. Donc il est entouré par une route d'un côté et par des bâtiments tout autour des autres côtés.



Figure 12: Endroit du bâtiment de notre exemple

II.2 L'ENDROIT DU BATIMENT

En se référant à l'annexe jointe (réglementation de bâtiments dans la région d'exécution), la structure porteuse du bâtiment est formée de 12 étages et 2 mezzanines au-dessus du rez-de-chaussée, et de 3 sous-sols.

Les étages courants sont identiques et ont une surface de 300 m². La surface des sous-sols est de 640 m².

En plus, sur la toiture de ce bâtiment on va installer un pylône, c'est une charpente métallique destinée à être un support pour les antennes de télécommunications. Ce bâtiment sera destiné à accueillir des bureaux, étages techniques et parkings...

II.3 HYPOTHESE DU PROJET

II.3.1 Détermination des dimensions

Le dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions fixées par les architectes. En plus, il s'agit de placer nos poutres et nos poteaux, pour transmettre les charges des planchers jusqu'aux fondations. Les plans de ce projet sont inclus dans l'annexe qui suit.

II.3.2 Documents fournis

Les documents qui ont été fournis sont la région d'exposition au vent, la région sismique, le rapport de sol ...

L'endroit est considéré comme une zone recouverte par des bâtiments dans l'entourage, et dans une région 3 donc $v_b = 26m/s$.

Ensuite, Beyrouth est une ville qui est considérée (d'après la ZONE SISMIQUE MONDIALE) comme étant une « zone II » de moyenne sismicité. Aussi, comme notre bâtiment va être un central de communication, donc haute importance, autrement dit de catégorie D.

La classification du sol est de groupe a (sol de bonne à très bonne résistance mécanique ; gravier compact). Et la classification du site est S1 (sol du groupe a en épaisseur supérieure à 15 m).

Et enfin, et après que le bureau géotechnique ait réalisé les sondages nécessaires du sol, un rapport du sol donne les caractéristiques du sol et surtout la contrainte admissible du sol sur lequel nos fondations vont reposer (à un niveau de -12 m à peu près) à une valeur $q_u=0.7MPa$.

II.3.3 La résistance des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans ce projet sont fixées par l'ingénieur et doivent être réglées pour contrôler la qualité.

Leurs valeurs sont les suivantes¹:

Tableau 1: Caractéristiques des matériaux demandées

	Chargement STATIQUE	Chargement SISMIQUE
Béton	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1.5$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{30}{1.5} = 17 \text{ N/mm}^2$ $E = 33\,000 \text{ N/mm}^2$ $g_{conc} = 2400 \text{ kg/m}^3$	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1.3$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.3} = 23.1 \text{ N/mm}^2$ $E = E/2 = 16500 \text{ N/mm}^2$ $g_{conc} = 2400 \text{ kg/m}^3$
Armatures en acier S500, classe B	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1.15$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1.0$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1.0} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

II.3.4 La descente des charges²

La descente des charges permet de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, soit directement (poids des personnes sur un plancher...), soit par l'intermédiaire d'autres éléments afin de procéder à l'étude mécanique et au dimensionnement de celui-ci. C'est le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut (toiture-terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Les conditions de prise en compte et de pondérations des différentes charges sont données par les règles de calcul en vigueur propres à chaque matériau structural.

L'Euro code fixe les différentes actions à prendre en compte pour le calcul des structures en béton armé. De plus il fixe les différentes combinaisons d'actions à étudier.

¹ «CARACTÉRISTIQUES ET CHOIX DES MATÉRIAUX/ IN2P3».

² Euro-code 0 : Base de la structure.

II.3.5 Notions de descente de charges

Dans cette partie, des notions de descente de charges seront données afin de vérifier les dimensions d'un bâtiment. La méthode traitée est une méthode simplifiée qui est la suivante :

- On détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, nature du sol, type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige...), cloisons, type et épaisseur de murs (brique, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m² pour les exemples fait).
- Puis, on définit le mode d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux...), et pour chaque plancher, pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Une fois ces étapes achevées, le calcul du bâtiment peut être commencé.

Remarque : Les charges sont fixées selon l'usage de chaque niveau.

II.3.6 Combinaisons des charges

Pour les études statiques du bâtiment on a les combinaisons d'états limites ci-dessous :

États limites de service (ELS):

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service qui sont spécifiées pour la structure ou pour un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction). Ils sont relatifs aux critères d'utilisations courantes: déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure, mais pas sa ruine. Les états limites de service concernent couramment:

- La limitation des contraintes
- La maîtrise de la fissuration
- La limitation des flèches

Les combinaisons sont comme ci-dessous :

- Poids propre + G (seulement une charge permanente).
- (Poids propre + G) +Q (charge permanente et d'exploitation)...

II.3.7 États limites ultimes (ELU)

Les États Limites Ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes, de la structure et des biens. Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement ou une rupture de la structure. Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture ou déformation plastique excessive.
- Instabilité de forme (flambement ...).

Les vérifications aux états limites ultimes portent sur :

- La flexion.
- L'effort tranchant.
- La torsion.
- Le poinçonnement.
- La fatigue.

Les combinaisons sont comme ci-dessous:

- $1.35G$ (si on a seulement une charge permanente).
- 1.35 (poids propre + G) + $1.5 Q$ (si on a une charge permanente et d'exploitation)...
- 1.35 (poids propre + G) + $1.5 Q$ + $1.5 (0.7 N)$ (si on a une charge permanente, d'exploitation et du vent)...

II.3.8 Notions sur l'ancrage forfaitaire

Pour les barres droites on prend une valeur est égale à $50 \times \Phi$, mais pour les cadres, les étriers, et les épingles on admet que les ancrages des extrémités de barres façonnées en cadres, étriers, épingles sont assurés par une courbure suivant le rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées par des parties rectilignes au moins égales à:

- $5.\Phi$ à la suite d'un arc de 180° .
- $10.\Phi$ à la suite d'un arc de 135° .
- $15.\Phi$ à la suite d'un arc de 90° .

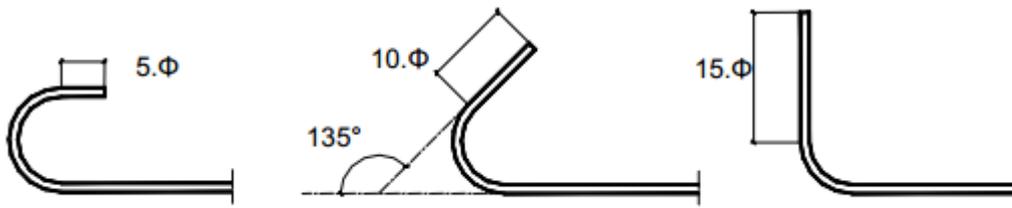


Figure 13: Longueur d'ancrage des cadres

II.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, j'ai défini l'usage de l'ouvrage que j'étudie, et les surcharges qui sont appliquées pour chaque étage. Passons dans les parties qui suivent au calcul des charges qui proviennent de la charpente métallique installée sur la toiture, où on pourra ensuite dimensionner les éléments structuraux du bâtiment.

III ÉTUDE BÉTON ARMÉ

III.1 DEFINITION

Dans le dimensionnement des structures, il faut respecter les plans architecturaux le plus possible, ainsi que les autres conceptions des éléments ci-dessous³.

III.1.1 Les portées des poutres

Il faut éviter les grandes portées qui créent d'une part des moments fléchissants importants, donc des grandes sections d'aciers. D'autre part, les grandes portées imposent des grandes hauteurs de poutres qui entraînent des nuisances esthétiques.

III.1.2 Les poteaux

D'une manière générale, les poteaux sont créés pour réduire les portées des poutres. Mais plus précisément, les poteaux jouent un double rôle: architectural et structural.

III.1.3 Les dalles

Dans les sous-parties suivantes, on présente les trois types de dalles.

III.1.3.1 Planchers à corps creux

Il s'agit d'un plancher qui porte dans un seul sens et à plusieurs panneaux. Pour les formes irrégulières, le sens de portée est fonction de la configuration. Les nervures seront étudiées comme étant des poutres en forme de « T ». Les types de corps creux les plus utilisés ont les caractéristiques ci-dessous :

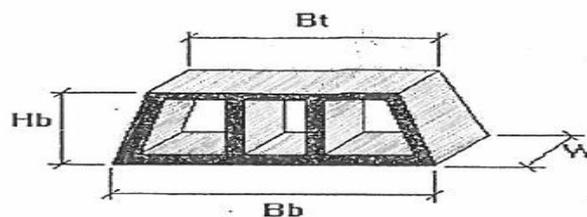


Figure 14: Forme du corps creux

³ Euro code 2: Calcul des structures en béton armé.

Les dimensions standards les plus utilisées ont les valeurs suivantes :

- Pour les dalles de 25cm : $H_b=18\text{cm}$, $B_b=42\text{cm}$, $B_t=38\text{cm}$, $W=20\text{cm}$ et $M=14\text{Kg}$.
Avec une chape de béton de 7cm au-dessus et la charge surfacique est de 432 DaN/m².
- Pour les dalles de 30cm : $H_b=22\text{cm}$, $B_b=42\text{cm}$, $B_t=38\text{cm}$, $W=20\text{cm}$ et $M=16\text{Kg}$.
Avec une chape de béton de 7cm au-dessus et la charge surfacique est de 504 DaN/m².

III.1.3.2 Dalles pleines

Ce sont les dalles formées de panneaux limités par des poutres, de largeur l_x et de longueur l_y . Le sens de portée est défini par le rapport $\alpha = l_x/l_y$. Suivant ce rapport on peut définir si le panneau porte dans un seul sens où il porte dans les deux sens.

III.1.3.3 Plancher dalle

Ce sont des dalles continues sans nervures, supportées directement par des poteaux et devant être vérifiées sous le critère de poinçonnement. Il arrive parfois que l'épaisseur de la dalle seule ne suffise pas pour résister aux efforts de poinçonnement qui se crée à l'entourage des poteaux, alors les poteaux seront pourvus de chapiteaux de forme tronconiques ou pyramides, et ces formes seront appelées « planchers-champignons ».

III.2 CHOIX DU TYPE DE DALLE À UTILISER

Pour faire un bon choix de dalle dans notre projet, il faut faire une étude d'un même niveau de dalle en le considérant sous des différents types, et choisir celui qui a les spécifications les plus économiques, faciles à être exécutées, sécuritaires... et qui réponde aux demandes du client.

III.2.1 Pour dalles nervurées

Pour le calcul statique de ce type de dalle, on considère que les poutres sont continues donc l'épaisseur doit vérifier : $e > L/25$. Ici L est la longueur de la plus grande travée.

Après la fixation des charges surfaciques, on peut calculer le ferrailage. Cette dalle nervurée est formée par des poutres principales, secondaires et des nervures qui sont toutes des poutres continues. On présente deux méthodes pour le calcul statique de ces poutres:

1. La méthode forfaitaire: le principe de cette méthode est de calculer les sollicitations le long d'une poutre continue travée par travée en isolant chacune d'elles et en incluant leur effort aux appuis.
2. La méthode de Caquot: si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas validée alors on utilise la méthode de Caquot pour le calcul de cette poutre. Cette méthode consiste à calculer les moments sur appuis d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. Cette méthode est donc une méthode de continuité simplifiée.

En se référant, à l'exemple fait dans l'annexe pour notre bâtiment, et en utilisant les différentes méthodes définies, on peut calculer des quantités et le prix pour l'implantation de ce type de plancher.

Calcul des matériaux dans une poutre

En se référant, à l'exemple fait dans l'annexe pour notre bâtiment, et en utilisant la méthode statique définie, on peut calculer des quantités et le prix pour l'implantation de ce type de plancher.

1-Pour les aciers transversaux

Avec un enrobage de 2.5 cm on aura une longueur totale pour chaque cadre qui est la suivante :

Le grand cadre + 3 x le petit cadre=

$$20 \times 2 + 85 \times 2 + 5 \times 2 + 3 \times (20 \times 2 + 15 \times 2 + 5 \times 2) = 460cm$$

Le nombre de cadres est de 18 dans la première travée et 25 dans la deuxième, donc la masse totale des cadres : $M_{cadre} = 4.6 \times 0.395 \times (18 + 25) = 79Kg$ de $\phi 8$.

2-Pour les aciers longitudinaux, on a :

$$M_{HA14} \times (4 \times 5m + 4 \times 5.5m + 4 \times 3m) + M_{HA12} \times (4 \times 4.5m) + M_{HA10} \times (8 \times 3.5m)$$

$$= 1.54 \times (4 \times 5 + 4 \times 5.5 + 4 \times 3) + 1.13 \times (4 \times 4.5) + 0.616 \times (8 \times 3.5) = 134Kg$$

Alors la masse totale d'acier dans cette poutre est de : $M_T = 134 + 79 = 213Kg$

Calcul du volume du béton:

$$V_{beton} = 8,6 \times 0,9 \times 0,25 = 1.935m^3$$

Donc le ratio de cette poutre est de : $R = \frac{213}{1.935} = 110Kg/m^3$, qui est un ratio moyen pour une poutre.

Enfin le tableau ci-dessous nous donne le coût détaillé pour que ce type de plancher soit exécuté dans notre projet.

Tableau 2:Coût détaillé pour le plancher nervuré de surface 270m2

Région	Le produit	U.	Qtté.	Cout par U.	Cout
Région plancher	Hordis	Ea	1820	\$0.80	\$1,456.00
	Beton	m ³	19.3	\$95.00	\$1,833.50
	Acier	T	2.3	\$850.00	\$1,955.00
Région poutre	Beton	m ³	21.8	\$95.00	\$2,071.00
	Acier	T	2.398	\$850.00	\$2,038.30
Main d'oeuvre	Volume (en conciderant la surface avec gaine et sans escalier)	m ³	68.75	\$45.00	\$3,093.75
				Total	\$12,447.55

Donc le coût nécessaire pour l'implantation de ce type de dalle dans notre exemple est de 12447 \$, qui est un chiffre relativement petit pour une telle surface.

III.2.2 Pour le cas de la dalle pleine 4

Ce sont des panneaux de dalles continues, avec des poutres retombées. Pour le dimensionnement et le calcul d'un tel type de dalle, il faut :

1. D'abord définir le sens de la portée de cette dalle en se basant sur la formule $\alpha_1 = \frac{l_x}{l_y}$, (tel que l_x et l_y sont les dimensions du plancher), si la valeur de $\alpha_1 \leq 0.4$, donc la dalle porte dans un seul sens, et si $\alpha_1 > 0.4$ alors la dalle porte dans les deux sens.
2. Ensuite, calculer l'épaisseur nécessaire pour cette dalle, qui est aussi en relation directe avec le sens de la portée de la dalle.

En se référant, à l'exemple fait dans l'annexe pour notre bâtiment, et en utilisant la méthode statique définie, on peut calculer des quantités et le prix pour l'implantation de ce type de plancher.

Calcul des quantités et du prix d'implantation de ce plancher

Dans chaque mètre carré de dalle, on a 20 mètres de barre HA10, et à peu près 1 mètre pour le maintien des deux niveaux d'aciers, alors la masse d'acier dans un mètre carré est de :

$$M_{acier} = 21 \times 0.78 = 16.4Kg$$

Le volume du béton nécessaire pour cette dalle : $V_{beton} = 269 \times 0.15 = 40.35m^3$

Donc le ratio est égal à : $\frac{M_{acier}}{V_{beton}} = \frac{16.4}{0.15} = 110Kg/m^3$ et la masse totale d'acier dans toute la dalle:

$$M_{acier\ total\ dalle} = 16.4 \times 269 = 4.4T$$

Le volume du béton nécessaire pour cette dalle : $V_{beton} = 269 \times 0.15 = 41.25m^3$

En plus comme nous l'avons dit, cette dalle est sur un fil de poutre dans les deux directions, et en supposant qu'elles ont un ratio moyen de $120Kg/m^3$ on aura le calcul ci-dessous :

Les poutres sous la dalle ont une section de 30x30cm, et la longueur totale de ces poutres à chaque étage est de : $L = 148m$, alors on aura une masse totale de :

$$M_{acier\ totale\ poutre} = 148 \times 0.3 \times 0.3 \times 120 = 1.6T$$

Le volume du béton nécessaire pour les poutres: $V_{beton} = 148 \times 0.3 \times 0.3 = 13.32m^3$

⁴ Cours BÉTON ARME (CCV109)_ Chapitre 13 : dimensionnement des dalles rectangulaires-indice A.

Pour le coût de la main-d'œuvre, en plus du volume total mis en place dans toute la dalle, on considère le cout de la mise en œuvre de 1 m^3 de béton pour chaque 2 ml, de poutre, et la surface de la dalle est considérée avec les gaines. Alors on aura le calcul suivant :

$$V_S = 0.5 \times 148 = 74 \text{ m}^3 \text{ en ajoutant leur volume donc: } V_T = 87.32 \text{ m}^3$$

Tableau 3: Coût total pour la dalle pleine de 270m2

Région	Le produit	U.	Qtté.	Cout par U.	Cout
Région plancher	Béton	m^3	40.35	\$95.00	\$3,833.25
	Acier	T	4.4	\$850.00	\$3,740.00
Région poutre	Béton	m^3	13.32	\$95.00	\$1,265.40
	Acier	T	1.6	\$850.00	\$1,360.00
Main d'oeuvre	De la dalle	m^3	41.25	\$45.00	\$1,856.25
	Des poutres	m^3	87.32	\$45.00	\$3,929.40
				Total	\$15,984.30

Donc le coût nécessaire pour l'implantation de ce type de dalle dans notre exemple est de 16000\$, ce qui est un chiffre relativement élevé pour une telle surface.

III.2.3 Pour le cas d'un plancher dalle ⁵

Le plancher dalle, c'est la dalle pleine d'épaisseur constante, où les charges sont transmises directement de la dalle aux poteaux, alors il n'y a pas des poutres intermédiaires. Dans ce type de planchers, il faut faire la vérification au poinçonnement au niveau des colonnes. Pour vérifier cela et éviter de mettre des armatures à l'effort tranchant, on doit respecter l'inégalité suivante :

1. $Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ Tel que : Q_u , est la charge concentrée ultime.
2. u_c : périmètre du contour.
3. h : Hauteur de la dalle du béton demandé pour empêcher l'utilisation des aciers transversaux. Pour notre exemple une hauteur de 20cm est acceptable, donc cette hauteur peut être appliquée sur la surface totale de la dalle, mais il arrive parfois qu'on ait besoin d'une grande valeur pour H, alors on peut augmenter l'épaisseur à l'entourage des poteaux et on appelle la dalle, un plancher dalle en champignons.

Le concept de la méthode pour ces planchers: il faut tout d'abord vérifier que $Q < \frac{2}{3}G$ et on a deux travées au minimum dans les deux directions alors on peut appliquer notre méthode.

⁵ Plancher dalle – Annexe E4 du BAEL.

On considère chaque file de panneaux limités par deux axes de poteaux comme étant une poutre continue sur appui simple, et on détermine les moments de flexions par la méthode forfaitaire. La répartition des moments entre les bandes se fait suivant le coefficient donné par le code, qui diffère selon les dimensions des poteaux et des planchers.

En se référant, à l'exemple fait dans l'annexe pour notre bâtiment, et en utilisant la méthode statique définie, on peut calculer des quantités et le prix pour l'implantation de ce type de plancher.

Calcul des quantités et le prix pour l'implantation de ce plancher

Comme c'est une dalle courante (non industrielle), la valeur de ratio est de $100Kg/m^3$, valeur qui permet une première approche mécanique et surtout de pouvoir estimer au plus juste les coûts des ouvrages élémentaires. En plus, la main d'œuvre pour ce type de dalle est plus coûteuse que pour les autres types ($80\$/m^3$), du fait de l'utilisation d'un échafaudage spécial.

Tableau 4: Coût de l'implantation d'un plancher dalle de surface 270m²

Région	Le produit	U.	Qtté.	Cout par U.	Cout
Région plancher	Beton	m ³	53.8	\$95.00	\$5,111.00
	Acier	T	4.304	\$850.00	\$3,658.40
Main d'oeuvre	De la dalle	m ³	55	\$80.00	\$4,400.00
				Total	\$13,169.40

Donc le coût nécessaire pour l'implantation de ce type de dalle dans notre exemple est de 13200\$, qui est un numéro relativement moyenne pour une telle surface.

III.3 COMPARAISON DES TROIS TYPES ET CHOIX DE DALLE CONVENABLE

Pour choisir convenablement la dalle, il faut faire la comparaison de ces trois types de dalles, selon plusieurs paramètres (isolation acoustique et thermique, transmission des charges horizontales, malléabilité...) et suivant les besoins du client. Ces trois types de dalles ont des points communs: ou elles sont étudiées à supporter les mêmes charges, et elles ont une même surface de 270m²... Dressons le tableau comparatif ci-dessous :

Tableau 5: Comparatif des 3 différents types de dalles de même surface 270m²

	Coût Surface= 270m ²	Transmission des charges horizontales aux éléments de contreventements	Isolation thermique et acoustique	Malléabilité	Temps nécessaire pour l'implantation
Dalle nervurée Épaisseur =25cm	12447\$ ~12500\$	La transmission des charges horizontales est suivant les axes des poutres .	Comme ce type de dalle est formé des corps creux, qui contient des volumes vides, ce qui crée une isolation thermique et acoustique entre les étages.	Cette dalle présente une difficulté sur les travaux mécaniques, il faut faire attention si on veut créer des trous après l'exécution.	Le temps de mise en oeuvre est relativement moyen .
Rassemblement du pylône 20 m	15984\$ ~16000\$	la transmission des charges horizontales est suivant les axes des poutres .	Cette dalle pleine a la plus petite épaisseur entre les trois types <16cm, donc son effet est mauvais sur l'isolation .	Les travaux mécaniques dans ce type de dalle sont difficiles , on ne peut pas passer avec les tuyaux en plafond des poutres retombées.	Le temps de mise en oeuvre est relativement long .
Plancher dalle Épaisseur =20cm	13169\$ ~13200\$	La transmission des charges horizontales est suivant le plan de la dalle .	Cette dalle pleine a une épaisseur moyenne >16cm, donc son effet sur l'isolation est moyen .	Ce type est le plus malléable dans les travaux mécaniques, des nouveaux trous ne nuisent pas sur la résistance de cette dalle en plus on n'a pas des poutres retombées	Le temps de mise en oeuvre est relativement court .

Comme ce bâtiment est destiné à héberger des bureaux, les facteurs de temps et de compétitivité, de malléabilité (trop de câbles, des tuyaux vont être installé) et de la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventements (pour que l'ouvrage soit plus sécuritaire) sont des points intéressants pour l'entrepreneur de ce bâtiment. Alors le type choisi est le plancher dalle dans notre projet qui a des caractéristiques intéressantes par rapport à ces points.

III.4 CONCLUSION

Dans cette partie, j'ai utilisé les connaissances scientifiques, technologiques et de gestion, pour aboutir à une bonne décision et solution innovante et économique.

IV PARTIE ACIER

IV.1 HISTORIQUE

Le métal commence à être utilisé dans l'architecture à la fin du xviii^e siècle et son essor est parallèle à celui de la révolution industrielle qui conditionne la production du fer et de la fonte. Il est d'abord utilisé en renfort des structures en pierre (ce qu'on l'appelle béton armé), puis dans les charpentes métalliques, exemples : les ponts, les hangars, les pylônes...

Aux États-Unis, où la tradition de la construction métallique s'est irréversiblement imposée à la place du béton, le progrès sera continu et amènera à la réalisation des tours en acier et en verre du style international.

L'acier permet de bénéficier des avantages de construction (gain de temps, excellente association avec les autres produits...). En effet, l'acier est un produit adapté pour les grandes portées, et pour les formes complexes. L'acier est un produit recyclable et il a une durée de vie sans limites, à condition d'appliquer les techniques de protection connues.

IV.2 DOMAINES D'APPLICATION DES STRUCTURES METALLIQUES

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient en particulier les tôles et les profilés en « I », en « H »... Les structures constituées à partir de ces éléments nécessitent des opérations préalables, de perçage et de soudages en usine.

La légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adaptation aux transformations ultérieures et les propriétés mécaniques élevées (limite élastique, ductilité, résistance à la fatigue). Pour tous ces points, ce matériau est bien recherché.

Au Liban, le progrès est continu dans l'utilisation de ce matériau, et ce, dans plusieurs domaines (ponts, façades des hauts bâtiments, hangars, pylônes d'électricités et de télécommunications ...).

IV.3 TYPES D'OUVRAGES D'ACIER ANALYSE DANS CE PROJET

L'ouvrage retenu dans ce projet est un pylône de télécommunication. Ce pylône demandé pour notre projet doit avoir les caractéristiques ci-contre : capacité portante de 20m^2 , et destiné à être fixé sur notre bâtiment. Alors l'entreprise fabricante a présenté un produit qui répond à notre demande. Il a un entraxe à la base de 3 mètres et une hauteur totale de 20 mètres. Le pylône est constitué de 3 jambes droites en tube à base triangle équilatéral, avec des diagonales sur les trois cotés.

H est la hauteur de la section à partir de la base. Les membrures et les diagonales ont une section tubulaire. Le déplacement maximal admissible au sommet du pylône est de 6cm.

IV.3.1 Définition des charges

La structure est soumise aux charges permanentes (le poids de la structure) et aux charges de vent (hauteur de $70\text{ m} = H_{\text{bâtiment}} + H_{\text{pylonne}}$).

Tout d'abord, on dessine la forme dans le logiciel Robot en donnant à chaque élément ses caractéristiques. Puis on crée différents cas de charges qui prennent en compte toutes les directions du vent. Enfin on lance le calcul à partir duquel on va déduire les charges qui se créent.

Pour la fixation de cette charpente métallique sur notre ouvrage en béton, plusieurs méthodes qui ont été définies dans le premier chapitre peuvent être appliquées en se référant aux exemples faits dans l'annexe jointe, et une analyse complète sera faite pour chacune en présentant :

- Les méthodes de calcul sur logiciel et statique.
- les coûts nécessaires de la réalisation.
- les avantages et les désavantages de chacune.

IV.4 DIFFERENTES SOLUTIONS POUR LA FIXATION DU PYLONE

IV.4.1 Fixation directe sur la dalle

Le principe de cette méthode est de fixer directement la charpente métallique à la dalle de la toiture. Pour appliquer cette méthode, les vérifications ci-dessous doivent être faites :

Il faut tout d'abord faire la vérification des tiges filetées qui sont utilisées pour la fixation du pylône à la dalle. D'après l'exemple la hauteur nécessaire est de 50cm, et la dalle de notre ouvrage est un plancher d'épaisseur 20cm, ce qui ne suffit pas pour cet ancrage, alors une fixation avec une contre plaque est appliquée (comme dans la figure ci-dessous).



Figure 15: Fixation par une contre plaque

Des produits (comme l'époxy...) sont utilisés pour éviter les fuites de l'eau par les trous créés dans la dalle.

On passe à la vérification de la dalle au poinçonnement : le pylône est formé de trois pieds qui créent à leur base des charges ponctuelles. Donc il est nécessaire de faire la vérification au poinçonnement de la dalle par ces charges pour savoir s'il y a nécessité de mettre des armatures à l'effort tranchant.

L'endroit du pylône est choisi suivant la déformation des planchers de la dalle, c'est-à-dire l'endroit où de la moindre déformation, autrement dit là où la flèche est minimale ce qui est montré par la figure ci-dessous.

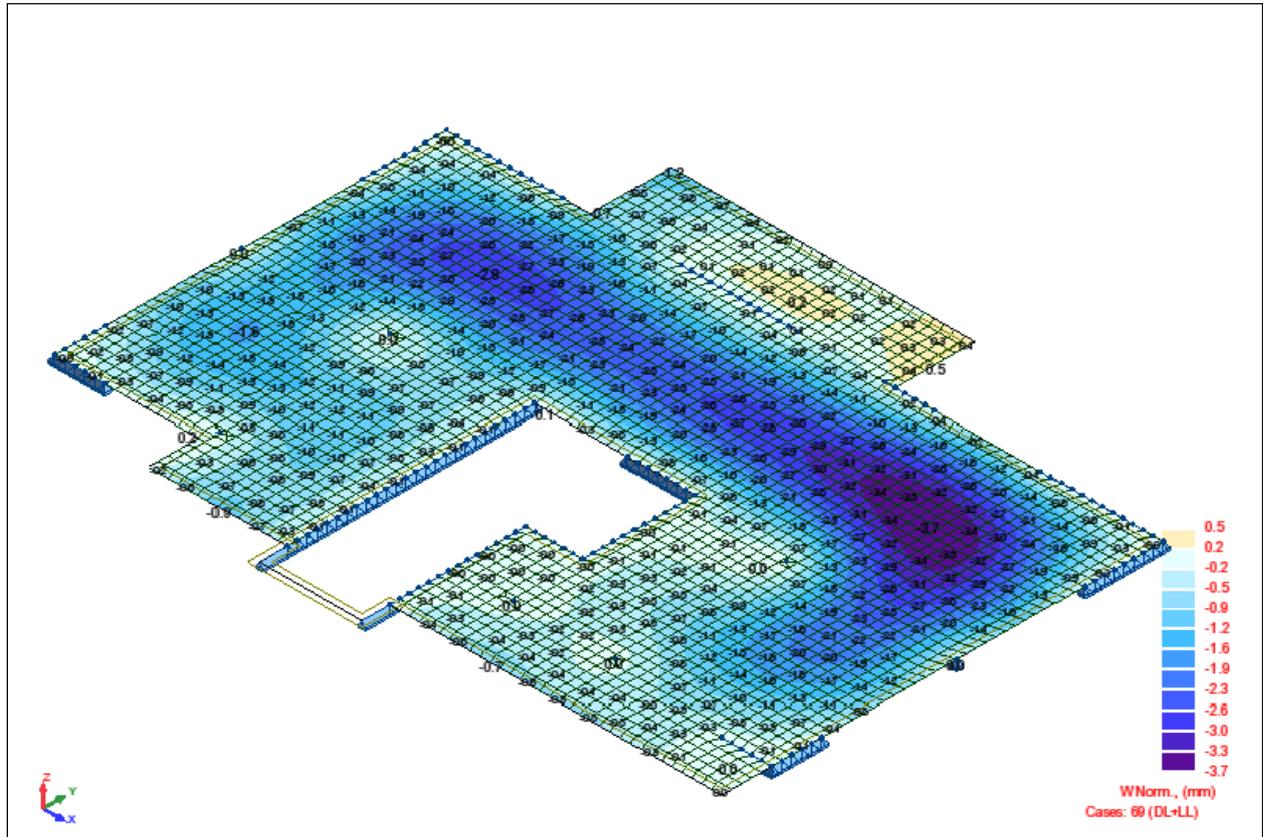


Figure 16: Valeurs de la flèche de la dalle

Pour analyser l'influence du pylône sur la dalle, plancher dalle, il faut faire la modélisation de cette dalle sur le Logiciel Robot, puis on ajoute le modèle de notre charpente dans l'endroit prévu.

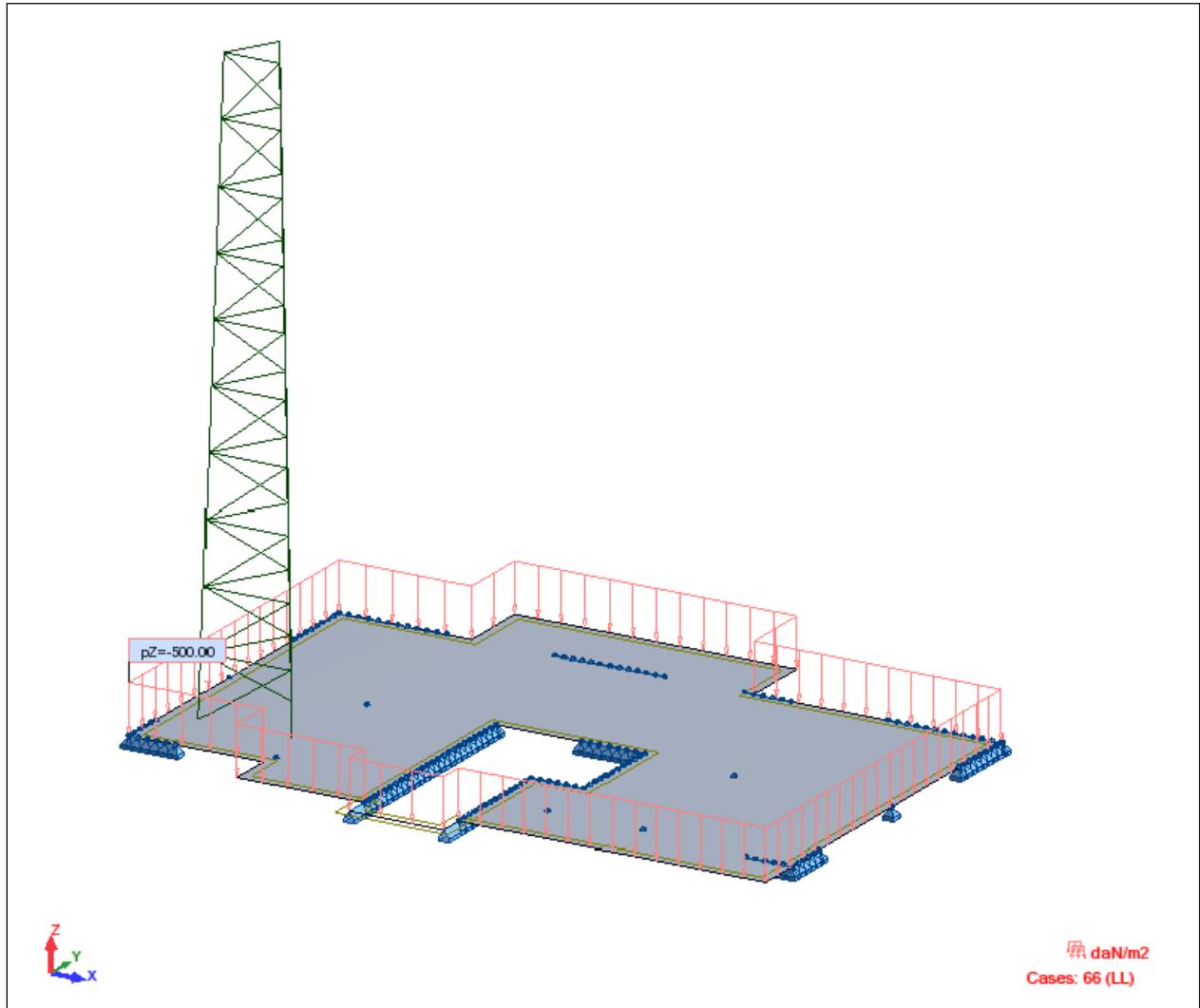


Figure 17: Modélisation de la fixation directe par le logiciel Robot

Le calcul et la modélisation de notre exemple nous donnent une section moyenne de $10\text{cm}^2/\text{ml}$ dans les zones des panneaux courants, tandis que dans la zone où le pylône est fixé cette section sera égale à $23\text{cm}^2/\text{ml}$:

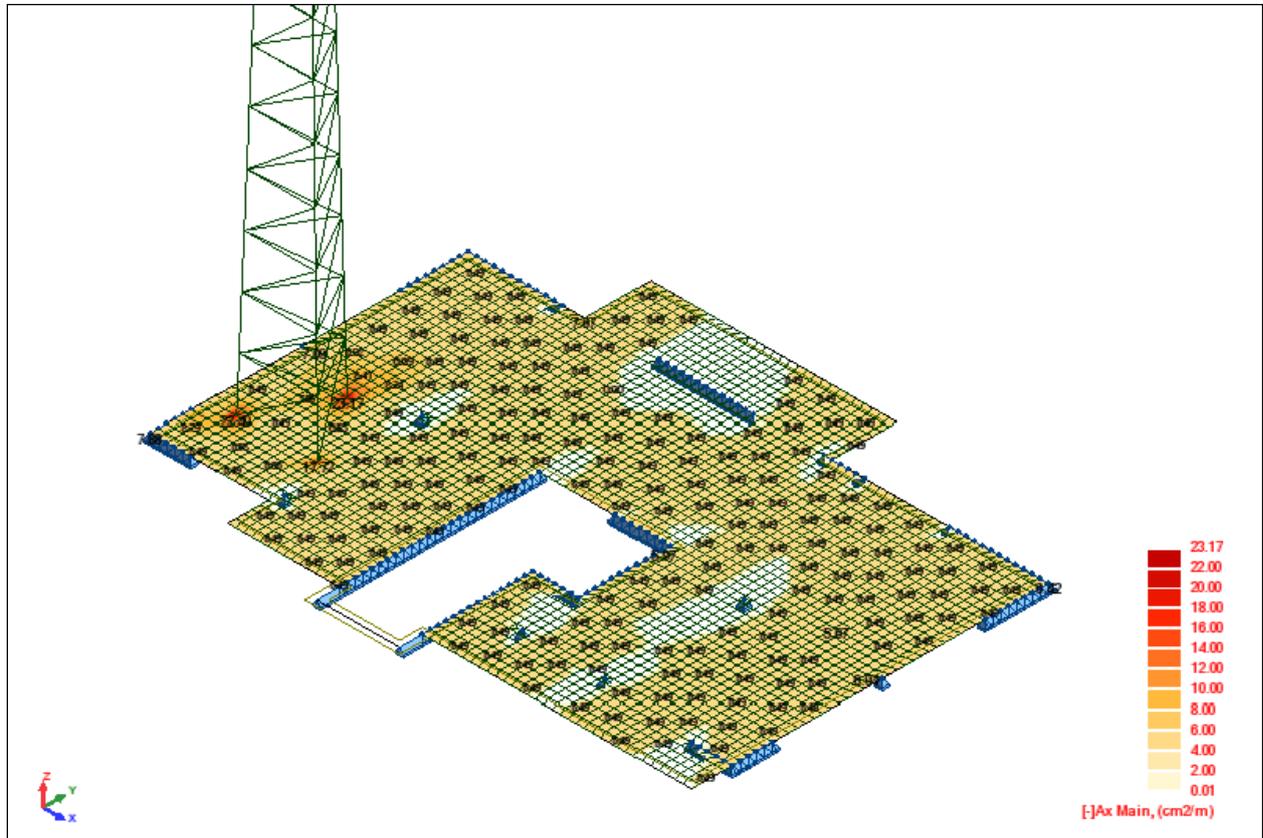


Figure 18: Sections d'acier nécessaires pour le ferrailage de la dalle

Coûts nécessaires à la réalisation

Pour cet exemple, on n'a pas de matériaux en suspension, et le coût nécessaire pour l'installation inclue seulement celui de l'assemblage du pylône et celui d'une grue détaillés dans le tableau ci-dessous:

Tableau 6: Coût nécessaire pour fixation directe du pylône

Produit	U.	Qtté.	Cout par U.	Cout
Rassemblement du pylône 20 m	Ea.	1	\$2,016.00	\$2,016.00
Grue	Ea.	1	\$1,200.00	\$1,200.00
Total				\$3,216.00

Donc le coût nécessaire pour l'application de cette méthode est d'environ 3250\$.

Les avantages de cette méthode :

- L'application de cette méthode réduit le plus possible des matériaux en suspension.
- Le coût nécessaire pour ce système est le plus économique.

Les désavantages de cette méthode :

- Elle peut être appliquée seulement à des ouvrages sous étude structurale
- La transmission des charges se fait par l'intermédiaire de la dalle de l'ouvrage.
- Ce système nécessite des entretiens à chaque période de temps, surtout à l'entourage des appuis, pour éviter les risques des fuites d'eau.

IV.4.2 Fixation par l'intermédiaire des poutres d'aciers

Cette méthode consiste à utiliser des éléments en aciers (HEA, boulons, plaques en acier, soudure...) pour la transmission des charges aux poteaux. Pour appliquer cette méthode, les éléments ci-dessous doivent être vérifiés.

1. Dimensionnement des HEA :

La pièce fléchit, donc il faut la vérifier suivant plusieurs critères :

Le dimensionnement à la flèche : en général il faut respecter une valeur de flèche maximale qu'il ne faut pas la dépasser, dans notre cas $\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{3.8}{250} = 15\text{mm}$.

La vérification à l'effort tranchant : $V \leq \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$

La vérification à la résistance flexionnelle : $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,rd}} \leq 1$

La vérification vis-à-vis du déversement :

Une poutre fléchie risque d'être déversée, c'est-à-dire qu'elle subit un phénomène d'instabilité élastique qui présente des analogies avec le flambement. Le déversement se produit lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande raideur), comme il existe un effort normal critique

provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.⁶

La méthode de calcul pour notre poutre d'acier: il convient de vérifier une barre non maintenue latéralement et soumise à une flexion (dans notre cas la partie supérieure est maintenue par l'installation du pylône, alors on étudie notre poutre lorsqu'elle est soumise à l'effort ascendant et le risque de déversement sera sur la lame inférieure).

Selon l'axe fort vis-à-vis du déversement de la façon si dessous :

Le critère de dimensionnement : $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$

Le moment résistant de calcul au déversement est :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Où : $\chi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)) + \bar{\lambda}_{LT}^2$

Tel que : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$

Où l'on désigne par :

Wy: module de résistance approprié pris de la façon suivante :

Wy=Wpl,y, aire de la section pour les sections transversales de classes 1 ou 2.

Wy=Wel,y, aire de la section pour les sections transversales de classe 3.

Wy=Weff,y, aire de la section pour les sections transversales de classe 4.

Et pour le moment critique le moment qui dépend de plusieurs facteurs donnés par l'euro code 3.

Vérification vis-à-vis du voilement:

Le voilement est la déformation transversale d'une plaque sous une charge de compression uniforme. Les âmes des poutres utilisées sont proportionnellement minces et donc susceptibles de se voiler sous les efforts de compression ou de cisaillement excessifs. Pour éviter

⁶ Charpente métallique/Jacques Dehard/Elements fléchis/ Dec 2009

le voilement des âmes de ces poutres, on prévoit de disposer des raidisseurs d'âme si c'est nécessaire. La résistance au voilement est donnée par l'équation ci-dessous⁷ :

$$\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$$

Pour l'exemple les poutres sont de section HEA600, et il faut prévoir des raidisseurs d'âme (Stiffner) qui sont des plaques minces d'épaisseur 1cm dans les zones ci-dessous :

- Dans la zone surcomprimée par des efforts uniformes, c'est-à-dire, là où le pylône s'appuie.
- Dans les zones de cisaillement simple, c'est-à-dire là où on a l'assemblage des poutres, et à côté des appuis.

2. Assemblages Pylône Poutre :

Tout d'abord l'assemblage entre le pylône et la poutre est fait par des boulons qui sont soumis aux sollicitations combinées de traction T et de cisaillement V.

Les coefficients partiels de sécurité :

Résistances des boulons au cisaillement: $\gamma_{Mb} = 1.25$.

Résistances des boulons à la traction: $\gamma_{Mb} = 1.5$.

Pour la résistance de traction des boulons est donnée par la formule:

$$T = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s = \frac{T \cdot \gamma_{Mb}}{0.9 \cdot f_{ub}}$$

Et celle de cisaillement:

$$F_V = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

Comme cet assemblage est sollicité simultanément au cisaillement et à la traction, les boulons doivent satisfaire les conditions si dessous :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1.4T} \leq 1$$

⁷ Euro code 3, paragraphe 5.6.3.2.

3. Assemblages Poutre poutre :

Ensuite on va étudier l'assemblage entre les deux poutres HEA, en considérant que ces nœuds sont des appuis simples, alors ils seront mis seulement à des efforts tranchants et les boulons seront dimensionnés au cisaillement.

4. Dimensionnement des plaques d'acier :

Les plaques d'acier qui connectent les poutres entre elles sont dimensionnées (calcul des épaisseurs nécessaires) suivant le paramètre de la pression diamétrale :

$$F_B = 2.5. \alpha. f_u. d. \frac{t}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow t \geq \frac{F_B. \gamma_{Mb}}{2.5. \alpha. f_u. d}$$

Avec :

- F_B , la force de cisaillement supporté par un seul boulon.
- $\gamma_{Mb} = 1.25$ pour le cisaillement.
- f_u , c'est la résistance ultime à la traction pour une tôle.
- d , c'est le diamètre trou nécessaire pour le boulon 20mm.

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} e_1 \frac{1}{3.d_0} \\ \frac{p_1}{3.d_0} - 0.25 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1 \end{array} \right.$$

On note que :

- e_1 est la distance entre le milieu du trou et le bord de la tôle.
- P_1 est la distance entre les milieux des 2 trous.

En appliquant notre exemple l'épaisseur prix de la tôle est de 1cm.

5. L'assemblage des plaques d'acier aux poutres HEA

L'assemblage des plaques d'acier aux poutres HEA, se fait par la technique de soudure. Le soudage est un procédé qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière d'acier. Il présente plusieurs avantages. Il assure la continuité de matière, il garantit une bonne transmission des sollicitations, et est plus esthétique que le boulonnage.

Les cordons dans notre cas sont latéraux, donc la formule fondamentale qui calcule l'épaisseur nécessaire à la forme ci-dessous ⁸ :

$$a. \sum l \geq B_w \cdot \gamma_w \cdot \frac{V_U \cdot \sqrt{3}}{f_u}$$

Où on a les valeurs ci-dessous :

- $B_w \cdot \gamma_w$ donné suivant la nuance d'acier utilisé dans la soudure, nous utilisons.
- V_U est l'effort tranchant.
- l est la distance de contact de la tôle avec les semelles des HEA.

Nous adoptons $a=2\text{mm}$ pour l'exemple calculé dans l'annexe.

6. Assemblages Poutre HEA poteaux béton :

Les poutres HEA s'appuient sur des blocs de béton qu'on installe sur les poteaux et qui présentent une continuité avec ces derniers. Entre les blocs et les HEA on prévoit des tôles d'acier de dimensions qui assurent un appui simple et horizontal. On divise les forces créées sur ces appuis en forces, provenant des poids propre et force du vent.

Ces boulons utilisés sont des tiges qui servent à l'ancrage avec les blocs de béton. Le code nous donne les dimensions nécessaires pour cet ancrage par la figure ci-dessous :

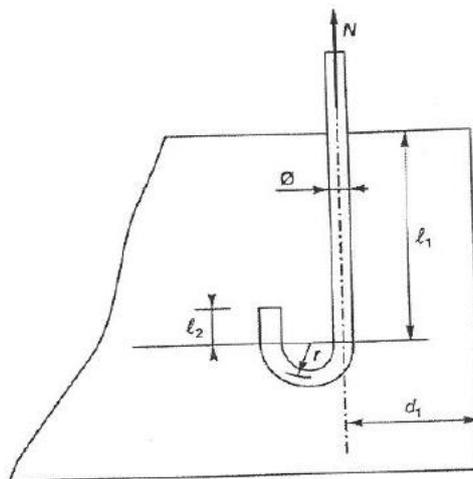


Figure 19: Dimensions nécessaires pour l'ancrage des boulons dans le béton

Où la valeur de l_1 , l_2 et r sont les suivantes :

⁸ Annexe M à l'Eurocode 3.

$$l_1 = 20 \times \phi$$

$$l_2 = 2 \times \phi$$

$r = 3 \times \phi$ alors la longueur de la courbe.

L'exemple nous donne une hauteur nécessaire du bloc $H=40\text{cm}$.

7. Vérifications des aciers d'attente provenant du poteau:

Les barres d'acier d'attente qui provient des colonnes de l'ouvrage et qui sert à la liaison entre ces colonnes et les blocs de béton, sont sous charges de traction, alors on considère comme étant le dimensionnement d'un élément tirant.

L'ancrage de ces barres d'acier a une valeur forfaitaire égale à : $50 \times \phi$, choisie forfaitairement, des deux parts, donc, d'une part dans la colonne et d'autre part dans le bloc de béton.

Pour notre exemple la longueur nécessaire est de $70\text{cm} > 40\text{cm}$.

Donc le recouvrement droit est inacceptable.

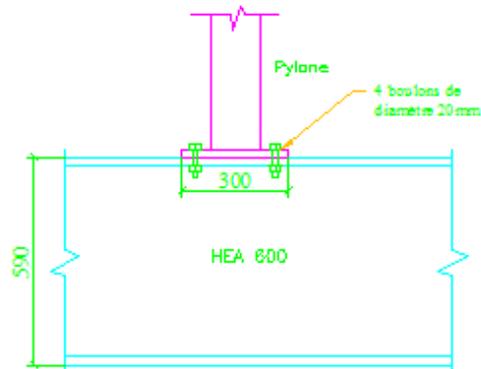
On propose un recouvrement avec crochet à 90 degrés.

N.B : Pour le ferrailage du bloc, on prévoit des cadres d'aciers HA10 à 15m et dans toutes les directions.

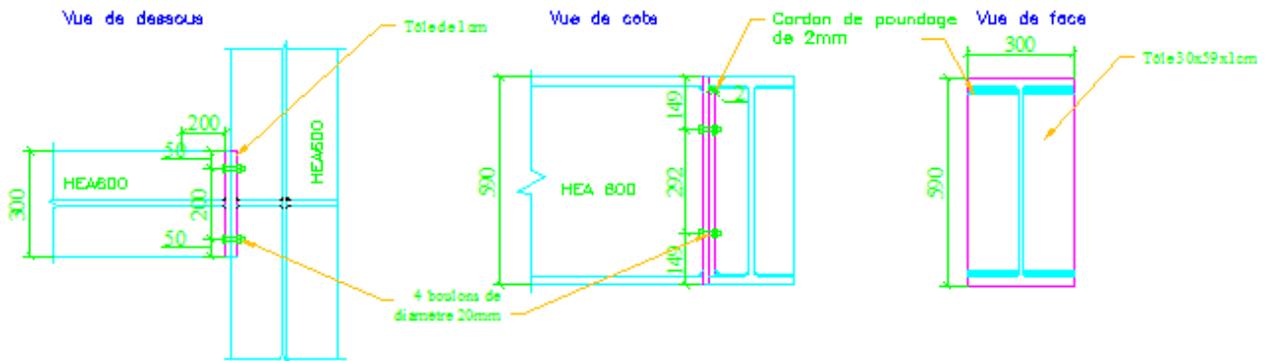


Figure 20: Disposition des aciers et des boulons avant le coulage du béton

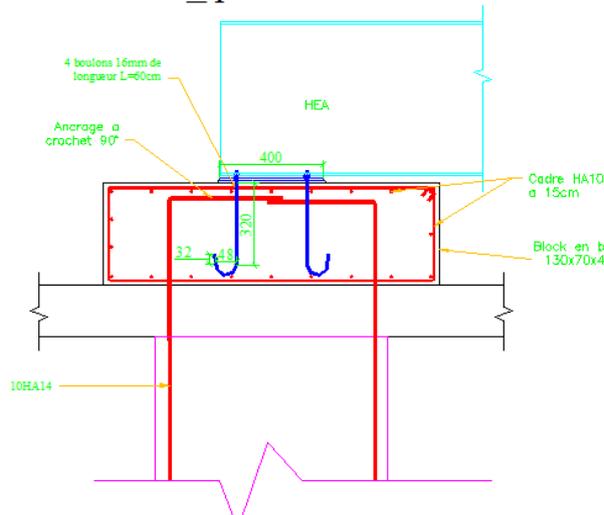
Assemblages Pylône_Poutre



Assemblages Poutre_poutre



Assemblages Poutre HEA_poteaux béton



Disposition des raidisseurs

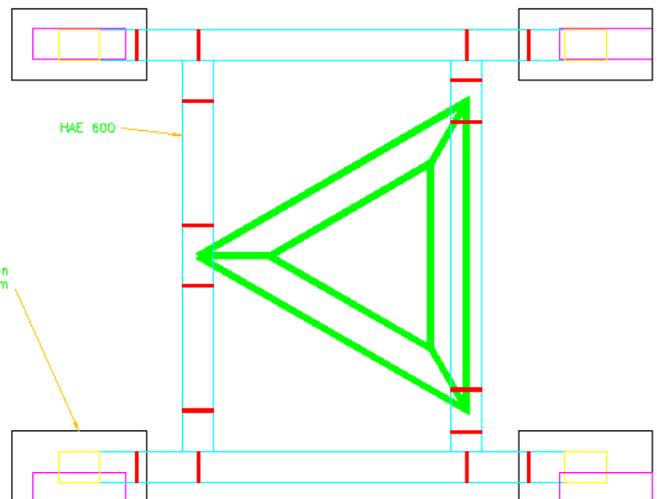


Figure 21: Plans rédigeant le calcul des connexions

Coûts nécessaires de la réalisation :

Le tableau ci-dessous détaille pour le calcul du coût nécessaire pour l'application de cette méthode pour notre exemple.

Tableau 7: Coût nécessaire pour fixation du pylône à l'intermédiaire des poutres HEAs

Produit	U.	Qtté.	Coût par U.	Coût
Poutre HEA S275 (peint assemblé)	Kg	3312.4	\$3.36	\$11,129.66
Blocs en béton	Ea.	4	\$102.96	\$411.84
Rassemblement du pylône 20 m	Ea.	1	\$2,016.00	\$2,016.00
Grue	Ea.	1	\$1,200.00	\$1,200.00
			Total	\$14,757.50

Donc l'application de cette méthode coûte à peu près 15000\$, qui est un coût relativement grand, car il nécessite plusieurs éléments intermédiaires.

Avantages de cette méthode :

- Elle peut être appliquée à des ouvrages existants, également à ceux sous étude structurale.
- La transmission des charges se fait directement aux poteaux, et la dalle est séparée de l'ouvrage.

Désavantages de cette méthode :

- Le système appliqué nécessite un entretien régulier.
- Ce système a un coût d'implantation élevé.

IV.4.3 Fixation à l'intermédiaire des poutres en béton

La hauteur nécessaire de la poutre en béton n'est pas reliée seulement au facteur de la flèche admissible, mais il faut aussi prendre en compte la hauteur nécessaire pour l'ancrage des tiges filetées qui sont utilisées pour la fixation du pylône à ces poutres. Pour la largeur on prend la distance entre deux boulons opposés et avec un recouvrement de 5 cm pour ces tiges. Pour l'exemple on aura une poutre de section de hauteur 50cm et de largeur 30cm.

Ces poutres sont considérées encastées entre elles, et présentent une continuité avec les poteaux du bâtiment. On calcule les sollicitations sur la poutre la plus sollicitée qui est celle chargée par une force ponctuelle à son milieu.

En se référant à l'exemple fait, le coût nécessaire pour la réalisation de cette solution est donné par le tableau suivant :

Tableau 8: Coût nécessaire pour fixation du pylône à l'intermédiaire des poutres en béton

Produit	U.	Qtté.	Coût par U.	Coût
Poutre béton (50x30cm)	ml	18.2	\$90.00	\$1,638.00
Rassemblement du pylône 20 m	Ea.	1	\$2,016.00	\$2,016.00
Grue	Ea.	1	\$1,200.00	\$1,200.00
			Total	\$4,854.00

Donc l'application de cette méthode coûte à peu près 4900\$, qui est un coût relativement acceptable.

Avantages de cette méthode :

- Elle peut être appliquée à des ouvrages existants, également à ceux sous étude structurale.
- La transmission des charges se fait directement aux poteaux, et on est en séparation de la dalle de l'ouvrage.
- Le système appliqué n'a pas besoin d'entretien.
- Le coût est relativement acceptable.

Les désavantages de cette méthode :

- Le béton a une masse considérable (pour notre exemple 7 tonnes en suspension vont être appliquées), et le tout en suspension sur les toitures provoque des sollicitations considérables créées par séisme.

IV.4.4 Fixation par un bloc de dalle isolante

Ce principe de la dalle de béton séparé est de créer des forces et des moments stabilisants qui s'opposent au moment et aux forces déstabilisatrices. Le concept de cette méthode est de créer une dalle totalement séparée du bâtiment où le renversement de la structure sera stabilisé par le poids de la dalle, et celle de la translation (forces horizontales) par les forces de frottement entre les deux dalles (la dalle crée et celle du bâtiment).

L'équilibre statique global est régi par les inégalités suivantes :

F stabilisants	≥ F déstabilisants	→ équilibre en translation
M stabilisants	≥ M déstabilisants	→ équilibre en rotation

En pratique l'effet stabilisant doit être supérieur à l'effet déstabilisant de sorte que les rapports entre les forces stabilisatrices et déstabilisatrices doivent être supérieurs à l'unité. Pour avoir une sécurité raisonnable, le milieu de la construction utilise les coefficients de sécurité suivants :

F stabilisants	
<hr/>	≥ 1.5
F déstabilisant	
M stabilisants	
<hr/>	≥ 1.5
M déstabilisants	

Démarche de dimensionnement :

La dalle tenue pour cette méthode est à une surface carrée avec une hauteur plus grande que la hauteur nécessaire pour l'ancrage des tiges filetées, qui ont un rôle pour la fixation du pylône à cette dalle (alors pour l'exemple c'est plus grand que $H=50\text{cm}$). La surface de cette dalle à une forme carrée de côté « a » dont le centre de gravité coïncide avec le centre de gravité du triangle formé par la base du pylône.

Le moment stabilisant de cette dalle est calculé par la formule ci-contre⁹ :

$$M_{st} = V_{dalle} \times \rho_{béton} \times \frac{a}{2} = \frac{a^3}{2} \times h \times \rho_{béton}$$

$$M_{st} \geq 1.5 \times M_{dést}$$

$$\text{Donc } a^3 \geq \frac{1.5 \times M_{dést}}{h \times \rho_{béton}} \Rightarrow a = \sqrt[3]{\frac{1.5 \times M_{dést}}{h \times \rho_{béton}}}$$

Vérification suivant l'équilibre de la translation :

Le risque de la translation est dû aux forces horizontales (H) appliquées par le pylône, puisque le bloc de dalle ne présente aucune liaison avec l'ouvrage, donc la résistance à cette force est faite par le frottement.

Le frottement est la résistance qui s'oppose au déplacement relatif de deux solides en contact. Dans le cas idéal de surfaces parfaitement lisses, cette résistance serait nulle, ce qui est irréalisable en pratique. Le frottement dépend de plusieurs critères : mouvement, vitesse, état de surface en contact...

On présente la loi de Coulomb qui définit le frottement de glissement sec à l'état de repos. Soit un solide posé sur plan, G son poids, et R_y la réaction verticale globale du plan. Appliquons une force H sur ce solide qui reste en équilibre (immobile) tant que cette force ne dépasse pas une certaine limite F, la force résistante.

⁹ ETC-Cours de statique version 3.5-Aout 2007

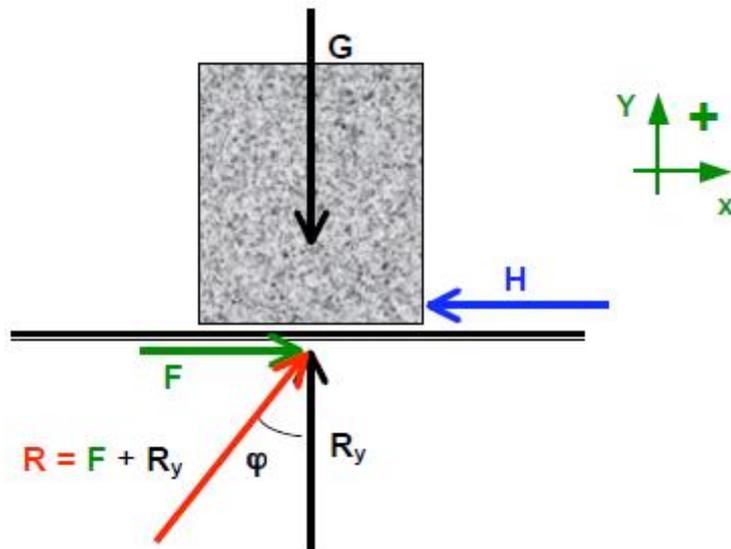


Figure 22: Loi de Coulomb (résistance à réaction verticale)

Pour assurer l'équilibre de la translation, l'inégalité suivante doit être vérifiée:

$$F > H$$

La force F tend à s'opposer au mouvement que le solide prendrait.

On appelle angle de frottement φ , l'angle de la résultante $R = F + R_y$ ($R_y = G$ la masse totale) avec la verticale. Pour avoir l'équilibre, il faut donc que $F \leq R_y \tan \varphi$, et on appelle coefficient de frottement entre les deux surfaces le nombre sans dimension :

$$\mu = \tan \varphi$$

=>Ce qui donne :

$$F \leq R_y \cdot \mu$$

Les expériences réalisées par Coulomb ont montré que :

- μ est indépendante de la forme et de la grandeur de la surface de contact.
- μ dépend de la qualité et de la nature de surfaces de contact.
- μ ne dépend pas des forces H et de G .

On donne quelques valeurs du coefficient μ :

- ⇒ Frottement bois sur bois $\mu = 0.5$.
- ⇒ Frottement acier sur acier $\mu = 0.3$.
- ⇒ Frottement béton sur béton $\mu = 0.6$ (ce qui est appliqué à notre exemple).

On peut appliquer une membrane en caoutchouc entre les deux dalles, qui joue un double rôle. Elle assure l'étanchéité d'une part et augmente le coefficient de frottement d'autre part (sa valeur sera égale à $\mu = 0.75$). Ceci nous donne par le calcul statique les dimensions de la dalle finale qui possèdera 4m de côté et 1.2m de hauteur.

Pour le calcul du ferrailage de la dalle du bâtiment, le modèle de la dalle est préparé sur le logiciel Robot en ajoutant la charge provenant de la dalle (on assimile cette charge comme étant une charge surfacique). Pour la modélisation on élimine le pylône et la dalle, et on les considère comme étant une charge permanente surfacique, en plus des charges surfaciques qui sont appliquées sur toute la surface de la dalle.

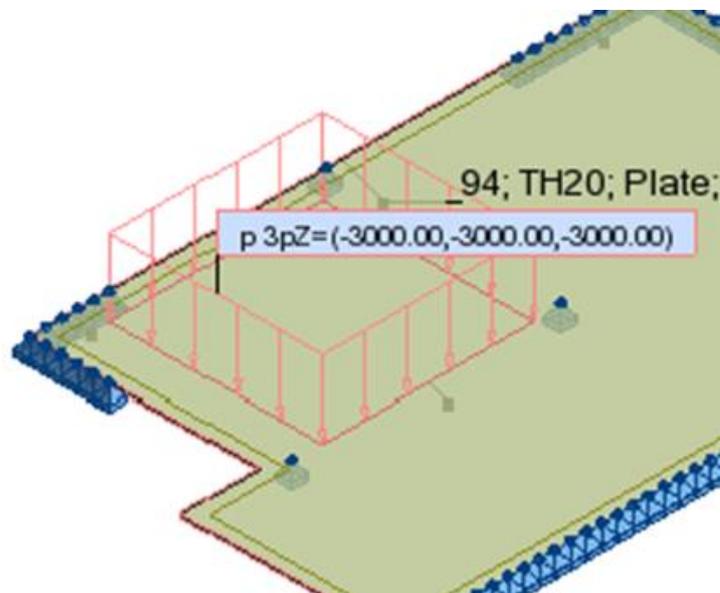


Figure 23: La dalle isolante est comparée à une charge surfacique (pour la modélisation)

En analysant les résultats, suivant la direction x (-) (Acier en haut suivant l'axe X), on remarque que la section d'acier nécessaire augmente de la valeur minimale dans les zones courantes à $42\text{cm}^2/\text{ml}$, dans l'endroit de la dalle créer. Donc le ferrailage est de HA14 à 20 cm dans les zones courantes, tandis que, il est de HA25 à 12 cm dans le plancher où le pylône et la dalle sont appuyés.

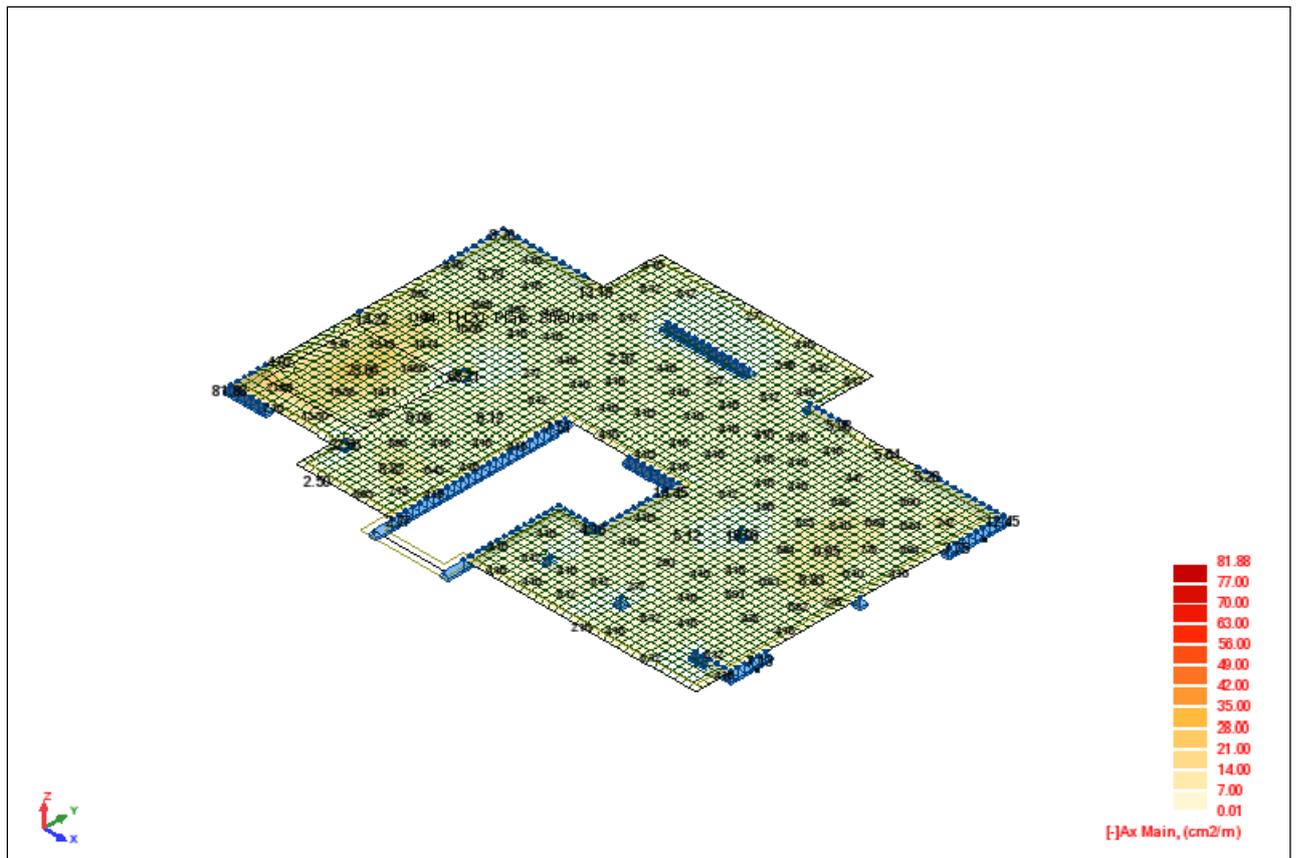


Figure 24: Sections d'acier nécessaires pour le ferrailage de la dalle (cas de la dalle isolante)

Pour l'exemple, la dalle mesure 4m de côté et 1.2m de hauteur. Et pour que cette solution soit appliquée, le coût détaillé ci-dessous est demandé.

Tableau 9: Coût nécessaire pour la solution avec une dalle isolée

Produit	U.	Qtté.	Cout par U.	Cout
Béton armé	m ³	9.6	\$90.00	\$864.00
Membrane d'étanchéité	m ²	20.25	\$12.00	\$243.00
Rassemblement du pylône 20 m	Ea.	1	\$2,016.00	\$2,016.00
Grue	Ea.	1	\$1,200.00	\$1,200.00
			Total	\$4,323.00

Avantages de cette méthode:

- Le système appliqué n'a pas besoin d'entretien.
- Le coût est relativement bas.

Désavantages de cette méthode:

- Cette solution ne peut être appliquée qu'à des ouvrages sous étude structurale.
- La transmission des charges se fait aux poteaux, par l'intermédiaire de la dalle de l'ouvrage.
- Le béton a une masse considérable (pour notre exemple 48 tonnes en suspension vont être appliquées), et toute masse en suspension sur les toitures provoque des effets considérables sous l'action sismique.

IV.5 CHOIX CONVENABLE DE FIXATION

Après l'analyse de ses quatre différentes solutions, on rappelle que l'exemple retenu dans ce projet est un bâtiment sous étude structurale, donc le ferrailage nécessaire pour la dalle peut être implanté. En plus la sécurité est un paramètre important pour l'entrepreneur, donc il faut diminuer au maximum les matériaux utilisés à ce niveau du bâtiment. Et enfin, l'économie reste un paramètre demandé dans toute sorte de projets.

Pour toutes ces raisons, la première solution qui est celle de la fixation directe est choisie pour ce projet.

IV.6 CONCLUSION

De plus en plus l'utilisation d'acier entre dans les constructions des nouveaux ouvrages au Liban. On a présenté un nouvel exemple de l'utilisation de ces aciers, où cette structure assure un support aux équipements de télécommunications et transmet les charges aux colonnes de béton. Passons dans la partie qui suit au dimensionnement des éléments constituant notre bâtiment, tout en prenant en compte les charges provenant de la structure métallique.

V Les charges du pylône jusqu'aux fondations.

On rappelle que les charges créées par le pylône sont des charges horizontales et verticales. Ces charges sont transmises à plusieurs éléments du bâtiment : voiles, poteaux, fondations... pour que les charges se transmettent du pylône jusqu'aux fondations.

V.1 CHARGES HORIZONTALES ET DE CONTREVENTEMENTS

Les éléments de contreventements sont les éléments qui résistent aux efforts horizontaux appliqués à notre bâtiment. Dans notre cas, ces éléments sont des voiles en béton dans les deux directions du bâtiment qui vont résister nécessairement aux efforts provenant du vent et du séisme.

V.1.1 Sollicitations provenant des actions du vent

Pour la détermination des forces créées par le vent, on se base sur les règles de l'euro-code 1. Le vent est un phénomène naturel qui a une influence directe sur le bâtiment puisqu'il forme une pression latérale sur les façades du bâtiment.

Notre cas est un bâtiment rectangulaire à étages multiples, de hauteur $h=50m$, largeur= $21.4m$ et profondeur= $14m$. Le bâtiment est construit dans une zone dont il est recouvert par des bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à $15m$, donc le terrain est de catégorie 2 et $z_0 = 1m$ et $z_{min} = 10m$.

Comme le bâtiment a une hauteur plus grande que deux fois les deux côtés, on a trois zones dans chaque direction: une partie inférieure qui s'étend à la verticale à partir du sol sur une hauteur égale à b , une partie supérieure qui s'étend à la verticale à partir du bord supérieur, sur une hauteur égale à b et une région médiane.

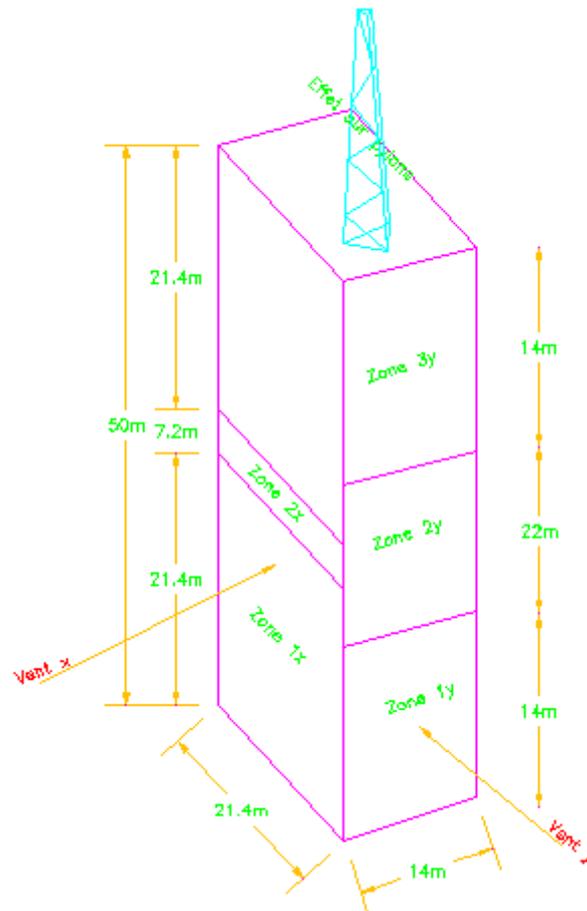


Figure 25: Division du bâtiment en zones de pression

La pression extérieure F_{we} est donnée par la formule ci-dessous :

$$F_{we} = C_s \cdot C_d \cdot q_p \cdot c_{pe} \cdot A_{ref}$$

En plus de la force du vent qui se crée sur les parois du bâtiment on a celle créée par le pylône et qu'il faut la prendre en compte dans le dimensionnement des éléments de contreventement.

Après le calcul des sollicitations provenant du vent qui s'applique sur la base du bâtiment, on passe au calcul des charges provenant du séisme. Le dimensionnement des éléments de contreventement dans les deux directions sera fait sur les valeurs des charges les plus grandes.

V.1.2 Sollicitations provenant des actions du séisme

Le séisme est causé par un tremblement de terre et correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

L'endroit où se produit le séisme est appelé foyer et le point de la surface du sol directement au-dessus est appelé épicentre.

Pour le pré dimensionnement des voiles, une méthode statique peut être appliquée. Et on considérera la superstructure seule, c'est-à-dire la structure au-dessus du rez-de-chaussée.

Méthode simplifiée applicable aux bâtiments réguliers :

Les forces statiques équivalentes qui s'appliquent à chaque niveau dans la direction du calcul s'expriment par la relation :

$$f_r = \rho_0 \cdot m_r \cdot u_r \cdot \Delta \cdot R(T)/q$$

1. m_r est la masse de l'étage considéré.
2. u_r est le déplacement du plancher considéré dans la direction du calcul, et il est choisi forfaitairement pour la forme du mode fondamental. La courbe possède l'équation : $u_r = z_r^\alpha$ où z_r désigne la cote adimensionnelle du plancher; $z_r = \frac{h_t}{H}$.

L'exposant α est fonction du système du contreventement et prend la valeur de 1.5 pour la structure dont le contreventement est assuré principalement par des voiles.

3. On désigne par Δ le facteur de partition du mode fondamental :

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2}$$

4. Période T: Pour les contreventements par voiles de béton armé, la période s'écrit :

$$T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

Pour l'exemple choisi, en plus des forces horizontales qui seront appliquées à chaque niveau de dalle, il faut prendre en considération la force horizontale créée par le pylône par l'effet sismique. Elle dépend de la masse du pylône et elle est appliquée au centre de gravité du volume de la charpente. Le diagramme des forces est détaillé dans la figure ci-dessous.

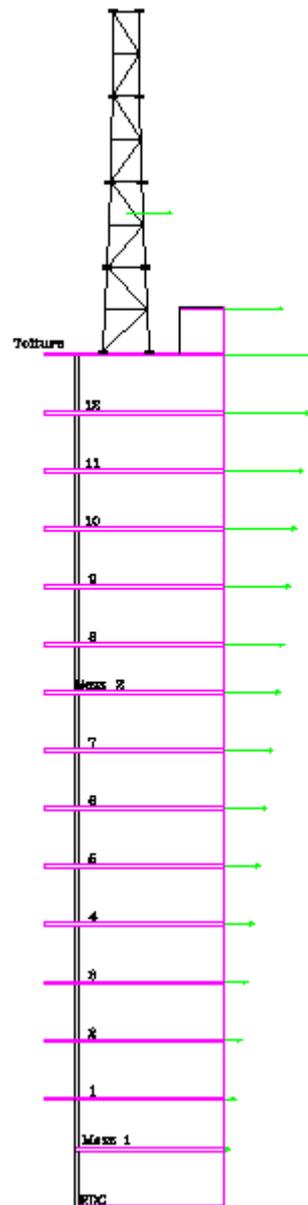


Figure 26: Forces créées par l'action sismique

La force créée par le pylône est relativement négligeable par rapport à celles créées par les dalles de l'ouvrage, mais doit être prise en considération comme sa hauteur est importante par rapport au sol. Alors son effet sera notable.

V.1.3 Dimensionnement des éléments de contreventements

Pour résister à ces grandes sollicitations, on utilise les éléments de contreventement, qui sont les murs en béton armé, dans les deux directions principales, d'une manière symétrique pour éviter la torsion de l'ensemble sous charge horizontale. Ces éléments vont être installés en façade du bâtiment (où ils donnent plus d'efficacité), et d'autres vont être installés à l'intérieur du bâtiment qui forment le noyau rigide du bâtiment.

En faisant les répartitions de ces éléments à la surface de notre bâtiment, on cherche le plus possible à ce que le centre de gravité du niveau coïncide avec le centre d'inertie de ces murs. Car la résultante des charges horizontales passe par le premier et la réaction résultante par le second. Et lorsque ces deux points sont décalés, l'action et la réaction forment un couple qui soumet l'ouvrage à la torsion.

En utilisant les commandes, « REGION » et « MASSPROP » dans le programme de dessin AUTOCAD, on arrive après plusieurs essais à confondre le centre de gravité du niveau avec le centre d'inertie des murs choisis.

V.1.4 Régularité du bâtiment

Notre bâtiment est considéré comme régulier, car il respecte les conditions suivantes :

- ✓ La structure est approximativement symétrique par rapport aux deux directions horizontales.
- ✓ La raideur du plancher (dalle pleine de 20cm) est suffisante, et elle est indéformable.
- ✓ Le rapport entre la plus grande et la plus petite dimension du bâtiment :

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{21.4}{16.5} = 1.3 < 4$$

- ✓ Les éléments de contreventement sont repartis d'une manière à annuler l'excentricité.
- ✓ Les éléments de contreventements et le noyau central sont continus des fondations jusqu'au sommet du bâtiment.
- ✓ Le retrait en élévation entre les sous et les étages : $\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{26.99 - 21.4}{26.99} = 0.2$

Alors, et comme l'exemple de l'ouvrage vérifie toutes ces conditions, il est régulier en plan et en élévation.

V.1.5 Distribution des sollicitations

La distribution des forces aux éléments de contreventement se fait selon la rigidité de chacune. Une méthode est appliquée dans les tableaux ci-dessous (on a deux tableaux, suivant x et suivant y) ou plusieurs paramètres influent:

1. A_i et I_{wi} sont l'aire effective et l'inertie de la section transversale du mur i .

2. $A_c : A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0.2 + \left(\frac{I_{wi}}{H} \right) \right)^2 \right]$ est l'aire effective totale des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment en m².

Suivant la direction X on a proposé 7 murs dont la longueur totale suivant X est de 23.1m. Et suivant la direction Y on a proposé 9 murs dont la longueur totale suivant X est de 21.5m.

V.2 ÉTUDE D'AUTRES ÉLÉMENTS CONSTITUANT L'OUVRAGE

V.2.1 Dimensionnement d'une fondation superficielle

Définition des fondations : On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage, les surcharges prévues et accidentelles auxquelles peut être soumis l'ouvrage. Une fondation est donc destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

Types de fondations: le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions et non par la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel. On peut distinguer deux grands types de fondations; les fondations superficielles et les fondations profondes. La distinction entre les deux se fait généralement en adoptant les critères suivants:

- $\frac{D}{B} < 4$, fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers).
 - $4 \leq \frac{D}{B} < 10$, fondations semi-profondes (puits).
 - $\frac{D}{B} \geq 10$, fondations profondes (pieux).
- ⇒ D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel
- ⇒ B : largeur ou diamètre de la fondation.

Les fondations superficielles:

Parmi les fondations superficielles, on distingue:

1. Les semelles isolées, de section carrée, circulaire ou rectangulaire et supportant des charges ponctuelles.
2. Les semelles filantes dont la longueur est très grande par rapport à la largeur et supportant un mur ou une paroi.
3. Les radiers ou dallages, de grandes dimensions et occupant la totalité de la surface de la structure. Ils ont une épaisseur h dictée par la descente des charges et le calcul béton armé.

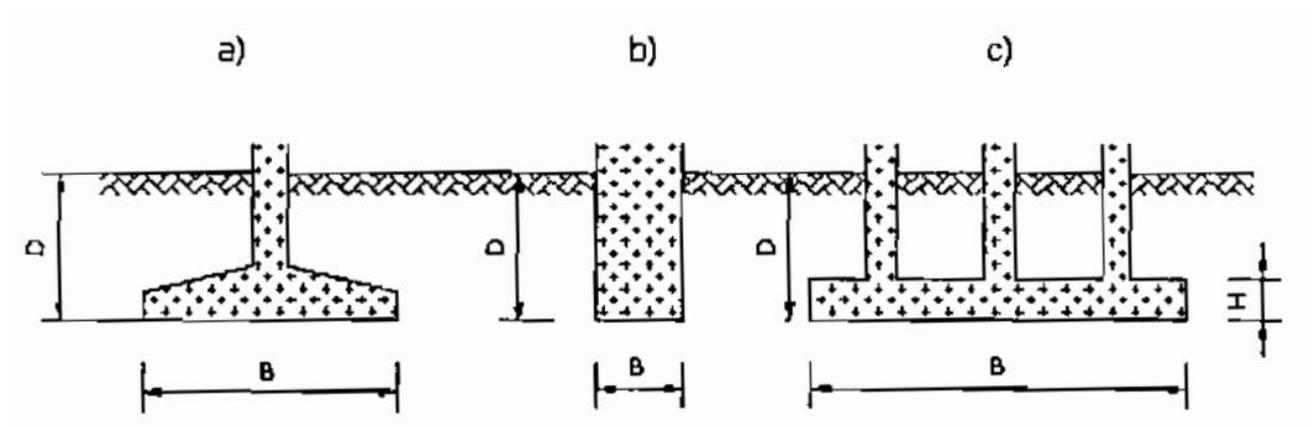


Figure 27: Différents types de fondations superficielles

V.2.2 Notion de capacité portante et de tassement

Lors du dimensionnement d'une fondation, deux éléments importants sont à considérer: la capacité portante et le tassement. Le calcul de la capacité portante est donné par la formule ci-dessous 10:

$$q_u = \gamma \frac{B}{2} N_r + \gamma' \times N_q + c \times N_c$$

Avec :

- D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel.
- B : largeur de la semelle.
- γ : poids volumique du sol de fondation.
- γ' : poids volumique du sol au-dessus de la fondation.

¹⁰Formule de Tezaghi.

- $\sigma_v = \gamma'D$: contrainte des terres au-dessus de la base de la fondation.
- c : cohésion du sol sous la base de la fondation (en unité de pression).

Les trois coefficients N_r , N_q et N_c appelés facteurs de capacité portante. N_r est le terme de surface, N_q est le terme de profondeur, et N_c est le terme de cohésion.

C et γ sont des paramètres intrinsèques du sol, déterminés à partir de l'essai triaxial ou de l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils dépendent de la nature du sol, de son degré de saturation et des conditions de drainage à court et à long terme.

V.2.3 Dimensionnement et ferrailage de l'escalier

Définition et généralités:

Un escalier est formé de plusieurs éléments qu'on définit:

1. Cage d'escalier: mur ou voile entourant l'escalier.
2. Emmarchement: largeur des marches perpendiculaires à la marche.
3. Giron (ou marche) : distance entre deux nez de marche.
4. Contre marche : hauteur de marche.
5. Ligne de foulée : trajet perpendiculaire au nez de marche. Connue encore sous le nom de la ligne moyenne d'escalier.
6. Paillasse: partie inclinée servant de support à la marche sur toute leur largeur.
7. Volée: ensemble de marche (trois au minimum entre deux parties horizontales)
8. Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
9. Pente: qui est la pente de la paillasse = H / L .
10. Profondeur de marche: qui est la somme du giron plus le débord du nez de marche.

Introduire notre escalier:

Ce projet contient un escalier, mais qui diffère d'un étage à l'autre par la hauteur des étages. On fera l'étude détaillée pour la plus grande hauteur en considérant que cet escalier sert à surmonter une hauteur totale de 375 cm, qui est la hauteur des sous-sols.

Cet escalier est formé de deux volées identiques comprises entre deux paliers de largeur 300cm. L'embranchement de l'escalier se présente ayant comme largeur de 130cm.

La longueur projetée de la partie inférieure du paillasse est de 330 cm et la hauteur de la partie inférieure de la paillasse est 187cm, donc l'angle que forme la paillasse avec l'horizontale est:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{187}{330}\right) = 29.6^\circ$$

Dimensionnement des marches

Les règles d'architectures imposent qu'un escalier confortable à l'usage doit vérifier les conditions suivantes : $55\text{cm} < L + 2H < 65\text{cm}$

Avec :

1. L : Largeur du giron en cm
2. H: hauteur de la marche en cm

Si nous choisissons $l=30\text{ cm}$, on aura $n = \frac{330}{30} = 11$ marches. Et il faut que h respecte l'intervalle : $12.5\text{ cm} < h < 17.5\text{cm}$. Comme $h = \frac{187}{11} = 17\text{cm}$ donc la hauteur est acceptable.

L'épaisseur de paillasse :

Pour le calcul de l'épaisseur, l'escalier est comparé à une dalle travaillant dans un seul sens, alors : $e \geq \frac{L}{30}$. Ici L est la longueur de la paillasse avec le palier donc : $L = 3.85 + 1.3 = 5.15\text{m}$.

Alors : $e \geq \frac{5.15}{30} = 0.17\text{m}$, et on prend une épaisseur de 20cm qui la même que celle des dalles. Le calcul des autres dimensions est détaillé par l'exemple dans l'annexe.

V.3 CHOIX DE FONDATION DU BATIMENT

En faisant la modalisation sur le logiciel Arche, on peut d'après l'annexe (Résultats détaillés- ARCHE2007 - Ossature - 16.1 SP0) déduire les charges totales :

- La charge permanente totale=126.9T=1269KN=1.269MN.
- La charge d'exploitation totale=304.3T=3043KN=3.04MN.

Alors en faisant la combinaison des charges, on aura la charge totale :

$$N_u = 1.35 \times 1.269 + 1.5 \times 3.04 = 6.273\text{MN}.$$

En mettant les données dans le tableau préparé pour le calcul du ferrailage des poteaux on aura les résultats ci-dessous :

Charge Ned (KN)	B (m2) surface	Section theorique (m2)	Section theorique (cm2)	Armature a mettre en place	Section final (cm2)
6273	0.52275	0.013754018	137.5401752	18HA30	144.7

Pour le choix de fondations sous le bâtiment, on part de la formule ci-dessous pour savoir si une fondation superficielle est valable dans notre cas:

$$B \geq \sqrt{\frac{b N_u}{a q_u}} = \sqrt{\frac{0.9}{0.3} \times \frac{6.27}{0.7}} = 5.2\text{m}$$

C'est une valeur grande, donc il faut passer aux choix d'un radier comme fondations pour notre ouvrage.

V.3.1 Étude du radier général

Le radier est de type plancher industriel. On l'étudie par la méthode qui assimile un radier rigide à un plancher-dalle renversé et la pression du sol est considérée comme étant la charge surfacique. L'étude sera faite selon le cas le plus critique entre les combinaisons de charges. Les panneaux seront traités par les méthodes usuelles des dalles travaillant dans un sens ou dans les deux sens en choisissant une épaisseur capable de rendre les panneaux sans armatures à l'effort tranchant.

Vérification du radier: il faut vérifier que la contrainte créée par le radier sur le sol soit plus petite que la contrainte admissible du sol. C'est-à-dire il faut vérifier la formule ci-dessous :

$$\frac{\text{Poids du bâtiment}}{\text{Surface du radier}} < \text{contrainte admissible}$$

Le poids du bâtiment est fourni par le logiciel arche, et égal à : 457.5MN (d'après la note de calcul du modèle Arche).

La surface du bâtiment est égale à 422m².

$$\frac{457.5}{422} = 1.08\text{MPa} > 0.7\text{MPa}.$$

Donc le radier seul n'est pas suffisant, il faut prévoir un nombre de pieux pour prendre l'excès de force, qui est égale à :

$$(1.08 - 0.7) \times 457.5 = 173.85\text{MN}$$

Tout d'abord, il faut choisir l'épaisseur du radier, qui est choisi sous le critère de poinçonnement du radier avec les poteaux.

Critère de poinçonnement : dans ce type de plancher, il faut faire la vérification au poinçonnement au niveau des colonnes. Pour vérifier cela et éviter de mettre des armatures à l'effort tranchant, on doit respecter l'inégalité suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{tel que :}$$

1. Q_u : charge concentrée ultime. $Q_u = 6.27MN$.
2. u_c : périmètre du contour = $2(a + h) + 2(b + h) = 2(0.3 + 0.2) + 2(0.9 + 0.2) = 3.2m$, a et b sont les dimensions du poteau qui poinçonne.
3. h : hauteur de la dalle du béton demandée pour empêcher l'utilisation des aciers transversaux.

Alors il faut que :

$$h > \frac{6.27 \times 1.5}{0.045 \times 3.2 \times 30} = 2.2m$$

C'est une hauteur très grande donc il faut prévoir une hauteur moyenne de 1,5m avec acier transversal.

V.3.2 Définition et calcul des fondations profondes

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage et les transmettent à des couches situées en profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers), ou bien lorsqu'on a une grande surcharge comme c'est le cas dans ce projet, ou bien lorsqu'une fondation est dite profonde s'il respecte l'inégalité de $\frac{D}{B} > 10$, tel que B est le diamètre du pieu dans le plan horizontal et D la longueur du pieu.

V.3.3 Typologie des pieux

Les fondations profondes sont constituées par les pieux et les puits. La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le diamètre qui est plus grand pour les puits (supérieur à 1m). Traditionnellement, on classe le pieu suivant les critères ci-dessous:

- La nature du matériau constitutif: béton, bois ou métal.
- Le mode de fabrication et de mise en place: pieux battus ou forés.

La force portante d'un pieu dépend à la fois de la résistance au poinçonnement du sol sous sa pointe (Q_p) et de la mobilisation du frottement latéral t qui s'exerce sur la surface latérale du pieu au contact du terrain (Q_r), qui sont calculés par les formules suivantes :

1. $Q_p = A. q_p.$
2. $Q_r = P. \sum_1^n h. q_{ft}.$

$$Q_t = Q_p + Q_r = A. q_p + P. \sum_1^n h. q_f$$

- ⇒ q_p : contrainte limite de pointe (en kPa).
- ⇒ q_f : frottement latéral unitaire de la couche i (en kPa).
- ⇒ A : section droite du pieu (en m²).
- ⇒ P : périmètre du pieu (en m).
- ⇒ n : nombre de couches traversées par le pieu.
- ⇒ h : épaisseur de la couche i (en m).

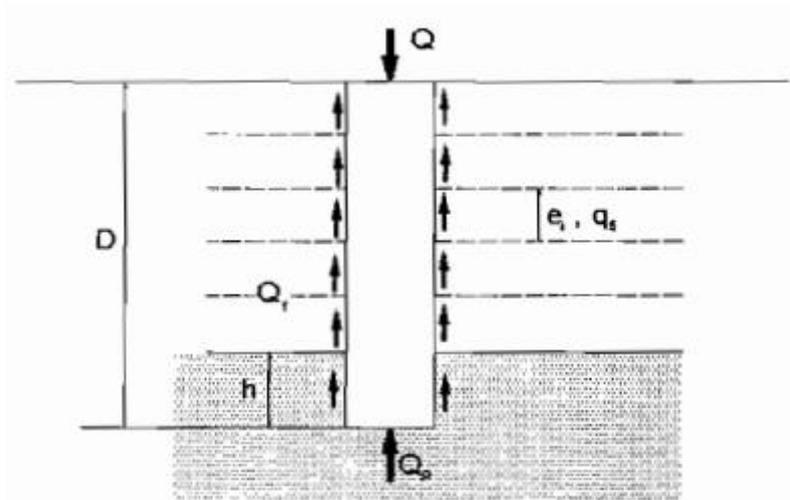


Figure 28: Force portante d'un pieu

Pression limite et résistance limite sous la pointe : la contrainte de pointe est déduite de la formule de Terzaghi, et pour les fondations profondes, cette expression devient:

$$q_p = 0.6 \times \gamma \times r \times N_r + \gamma' \times D \times N_q + 1.3 \times c \times N_c$$

En général, on néglige $\gamma \times r \times N_r$, donc la pression limite de pointe sera :

$$q_p = \sigma_v \times N_q + 1.3 \times c \times N_c^{11}$$

¹¹ Formule de Meyahof.

Frottement latéral : suivant la nature du terrain, les formules changent:

1. $q_f = \beta \times c_u$, tel que c_u est la cohésion du sol et β est un coefficient qui dépend de la nature du pieu utilisé.
2. $q_f = K \times \sigma_v' \times \tan \varphi_u$, où σ_v' est la contrainte effective à mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral, et K et φ_u sont respectivement le coefficient de poussée du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu (d'après Broms).

V.3.4 Groupement des pieux

Dans la pratique, les pieux sont presque toujours battus ou forés par groupes. Il convient donc d'étudier l'influence de ce voisinage sur la force portante de chaque pieu du groupe et le tassement de l'ensemble. Lorsque les pieux sont rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu considéré comme isolé. En effet, il arrive que la charge limite globale Q_g du groupe de n pieux soit inférieure à la somme des charges limites des pieux du groupe Q_I , considérés comme isolés. Dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, il faut que :

$$d > \frac{L}{10},$$

sinon la capacité portante de chacun des pieux est diminuée.

Le coefficient d'efficacité f du groupe de pieux est un coefficient correcteur qui s'applique à la force portante du pieu isolé et permet d'évaluer la force portante de l'un des pieux du groupe. Elle est donnée comme suit :

$$f = \frac{Q_g}{n \times Q_I}$$

Ici, f est le coefficient d'efficacité, donné par la formule ci-dessous, appelée formule de « Los Angeles » :

$$f = 1 - \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)]$$

Dans laquelle :

- ⇒ m : nombre de rangées.
- ⇒ n : nombre de pieux dans chaque rangée.
- ⇒ B : diamètre d'un pieu.
- ⇒ L : entraxe des pieux d'une même rangée.

Et la charge portante limite du groupe des pieux sera égale à :

$$Q_g = n \times Q_I \times f$$

V.4 CONCLUSION

Les forces horizontales et verticales créées par la charpente métallique installée sur la toiture doivent être prises en considération dans le dimensionnement et le calcul des différents éléments structuraux du bâtiment (dalles, voiles, colonnes, fondations...) en vue de transmettre ces charges jusqu'au sol.

CONCLUSION

Après une solide formation générale m'amenant à maîtriser les concepts théoriques, physiques et mathématiques de base, ainsi que des connaissances fondamentales dans les domaines des matériaux, des méthodes expérimentales et de l'informatique, j'ai pu finalement réaliser ce rapport de fin d'études.

Dans ce rapport, j'ai mis en évidence tout d'abord, la présentation de notre sujet, le pylône, en présentant les différents types valables, avant de présenter les différents lieux et les différentes méthodes d'implantations.

Puis, j'ai fixé les hypothèses nécessaires pour le calcul et le dimensionnement de nos ouvrages, bâtiment et charpente métallique.

Ensuite, je suis passé à la partie du dimensionnement de l'ouvrage du béton, où j'ai présenté les différents types de dalles, en faisant l'étude de chacune, pour pouvoir choisir le type convenable en me basant sur plusieurs paramètres (isolation acoustique et thermique, transmission des charges horizontales, malléabilité...). En parallèle, une modélisation complète a été déroulée sur le logiciel Arche-Effel, pour la déduction des charges sur les fondations et la comparaison des résultats obtenus.

Ensuite, j'ai présenté un domaine de l'utilisation des charpentes métalliques, et j'ai présenté plusieurs méthodes pour la fixation de la charpente métallique sur l'ouvrage en béton. Notre étude était basée sur l'Euro code 3. Tout en notant que le calcul des charges créées par cette grande charpente était déduit par le logiciel Robot.

En plus des types de dalles présentées et étudiées dans ce rapport, il y a le type de plancher dalle précontrainte par post tension qui ont pour particularité de faire appel à des unités de précontrainte (câbles et ancrages) de fortes puissances, et dont la mise en œuvre complexe demande des moyens importants.

Depuis plusieurs décennies, la précontrainte par post-tension a été utilisée et appliquée dans de nombreux pays à des bâtiments courants qu'ils soient de grande hauteur, à usages spécifiques (hôpitaux – structures de stockage – parkings – bureaux – centres sportifs), ou encore architecturalement particuliers, apportant dans tous les cas des solutions satisfaisant à des exigences techniques ou économiques. La précontrainte par post-tension permet :

1. Une meilleure maîtrise de la fissuration des bâtiments courants ou des grandes surfaces de stockage.
2. Une utilisation optimale des surfaces créées en limitant le nombre de poteaux (garages, hôpitaux, grandes surfaces à usage commercial).
3. Assurer des espaces ouverts, etc.

En parallèle, ce type de plancher présente aussi des inconvénients :

1. Nécessité d'un prix élevé d'exécution.
2. Malléabilité difficile...

En mettant ce type en comparaison avec les autres types, après une étude et un dimensionnement complets, peut-il avoir la satisfaction et le choix de notre client ?

Grâce à cette étude et la surveillance d'une telle implémentation, j'ai pu résoudre les problèmes de dimensionnement, et les différents critères sur lesquels un ingénieur se base dans son étude. J'ai fait aussi en parallèle des tableaux d'étude rapides pour le calcul des aciers dans différents types d'éléments (poutres, poteaux, escaliers...) que j'ai utilisé dans mon rapport, et que j'utiliserai peut-être dans mes futurs travaux professionnels.

Alors, d'après ce résumé on peut conclure que j'ai pu utiliser le plus d'informations possibles acquises à l'université, ainsi que l'expérience professionnelle dans ce rapport.

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Les antennes utilisées	13
Figure 2: Les pylônes à haubans	14
Figure 3: Les pylônes à quatre pieds	15
Figure 4: Les pylônes à trois pieds	16
Figure 5: Armature sur chantier et plan de fondation superficielle.....	17
Figure 6: Armature sur chantier et plan de fondation FU	18
Figure 7: Armature sur chantier et plan d'une fondation profonde.....	19
Figure 8: Fixation directe du pylône à la dalle	21
Figure 9: Fixation à l'intermédiaire des poutres d'acier	22
Figure 10: Fixation à l'intermédiaire des poutres en bétons.....	23
Figure 11: Fixation par une dalle de béton totalement séparée.....	24
Figure 12: Endroit du bâtiment de notre exemple.....	25
Figure 13: Longueur d'ancrage des cadres	30
Figure 14: Forme du corps creux	31
Figure 15: Fixation par une contre plaque	41
Figure 16: Valeurs de la flèche de la dalle	42
Figure 17: Modélisation de la fixation directe par le logiciel Robot	43
Figure 18: Sections d'acier nécessaires pour le ferrailage de la dalle	44
Figure 19: Dimensions nécessaires pour l'ancrage des boulons dans le béton	49
Figure 20: Disposition des aciers et des boulons avant le coulage du béton	50
Figure 21: Plans rédigeant le calcul des connexions.....	51
Figure 22: Loi de Coulomb (résistance à réaction verticale)	56
Figure 23: La dalle isolante est comparée à une charge surfacique (pour la modélisation)	57
Figure 24: Sections d'acier nécessaires pour le ferrailage de la dalle (cas de la dalle isolante)...	58
Figure 25: Division du bâtiment en zones de pression.....	61
Figure 26: Forces créées par l'action sismique.....	63
Figure 27: Différents types de fondations superficielles.....	67
Figure 28: Force portante d'un pieu.....	72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Caractéristiques des matériaux demandées	27
Tableau 2: Coût détaillé pour le plancher nervuré de surface 270m ²	34
Tableau 3: Coût total pour la dalle pleine de 270m ²	36
Tableau 4: Coût de l'implantation d'un plancher dalle de surface 270m ²	37
Tableau 5: Comparatif des 3 différents types de dalles de même surface 270m ²	38
Tableau 6: Coût nécessaire pour fixation directe du pylône	44
Tableau 7: Coût nécessaire pour fixation du pylône à l'intermédiaire des poutres HEAs	52
Tableau 8: Coût nécessaire pour fixation du pylône à l'intermédiaire des poutres en béton	53
Tableau 9: Coût nécessaire pour la solution avec une dalle isolée	58

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ Euro-code 0: Base de la structure.
- ✓ «Caractéristiques et Choix des Matériaux/ In2p3».
- ✓ Euro code 1: Action sur les structures.
- ✓ Charpente métallique/Jacques Dehard/ Éléments fléchis/ Déc. 2009.
- ✓ Euro code 3, paragraphe 5.6.3.2.
- ✓ Eurocode 0 : Combinaison des charges.
- ✓ Annexe M à l'Eurocode 3.
- ✓ Euro code 2: Calcul des structures en béton armé.
- ✓ Cours BÉTON ARMÉ (CCV109)_ Chapitre 13 : dimensionnement des dalles rectangulaires-indice A.
- ✓ Plancher dalle – Annexe E4 du BAEL.
- ✓ Cours béton armé CNAM CCV109.
- ✓ Article 5.234, Tableau 6.2342 page 61.
- ✓ Tableau page 14, Eurocode 8, F. Guillemard.
- ✓ EC1 EN 1990:2002 Tableau A1.1 de l'annexe A1.
- ✓ “Conception des murs en béton selon les Eurocodes” de André Coin et Philippe Bish aux éditions des ponts et chaussées.
- ✓ “Applications de l'Eurocode 2” de Jean-Armand Calgaro et Jacques Cortade aux éditions des ponts et chaussées.
- ✓ “Guide des dispositions constructives parasismiques” de l'association Française du Génie Parasismique (AFPS).
- ✓ Formule de Tezaghi.
- ✓ Résultats détaillés- ARCHE2007 - Ossature - 16.1 SP0.
- ✓ Formule de Meyahof.

ANNEXES

Plans, études et
applications
numériques sur notre
exemple.

الشروط المفروضة في المنطقة المصنفة بموجب المرسوم رقم ٢٠٠٠ تاريخ ٢٠٠٥
 الشروط المفروضة في المنطقة المصنفة بموجب قرار المجلس الأعلى للتنظيم المدني رقم ٢٠٠٥ تاريخ ٢٠٠٥

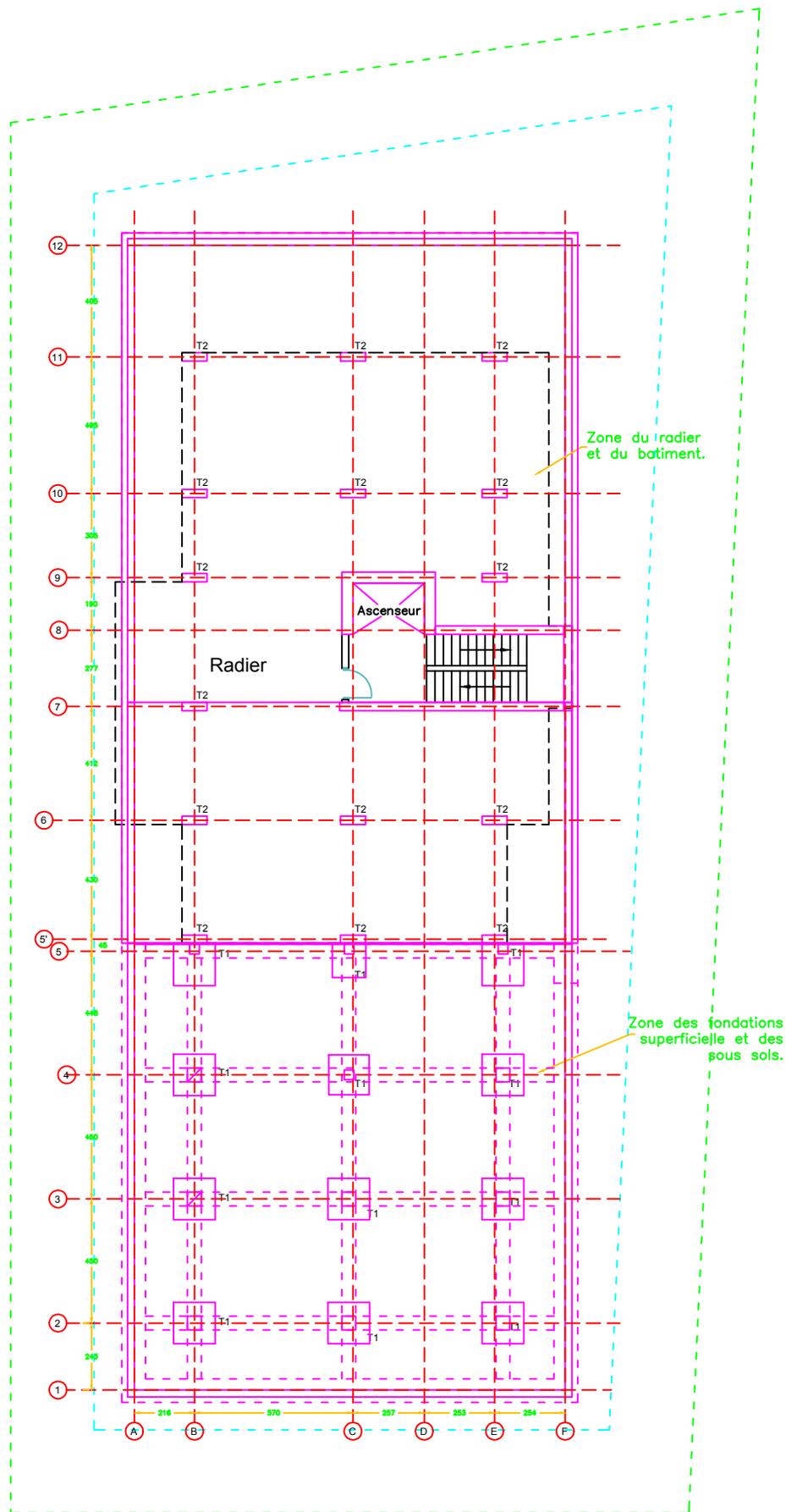
الإجراءات	نظام المنطقة	نظام المنطقة
المساحة الدنيا	٩٠٠	
الواجهة الدنيا	٢٤	
العمق الأدنى	١٤	
المساحة الدنيا	١٤	
الارتفاع الدنيا	١٤	
عمق الأذن	١٤	
التراجع عن التخطيط	مجموعه ١٥٢٩٩ متر مربع	
التراجع الخلفي	٢	
التراجع الجانبي	٢	
معدل الاستغلال		
القطي	٧٥	
معدل الاستغلال الأقصى	٢٠	
عدد الطوابق		
الطوابق الأقصى		
درجة الاستعمال	مكاتب	
نوع البناء	مكاتب	
نوع الواجهات	مكاتب	
كثافة ترميد		

رئيس مصلحة التخطيط المدني
 بالإنابة

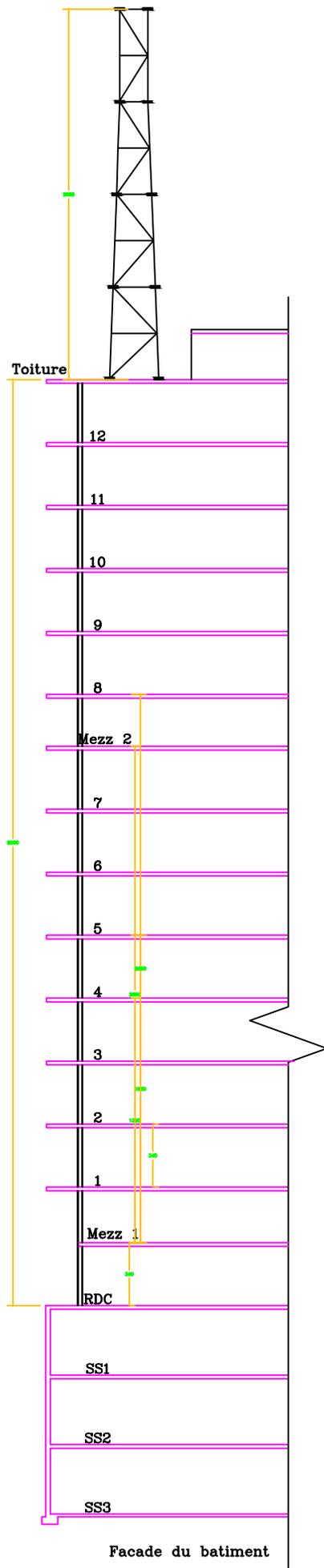
المهندس جمال محمد حسن
 ٢٠١٤/١١/١٤

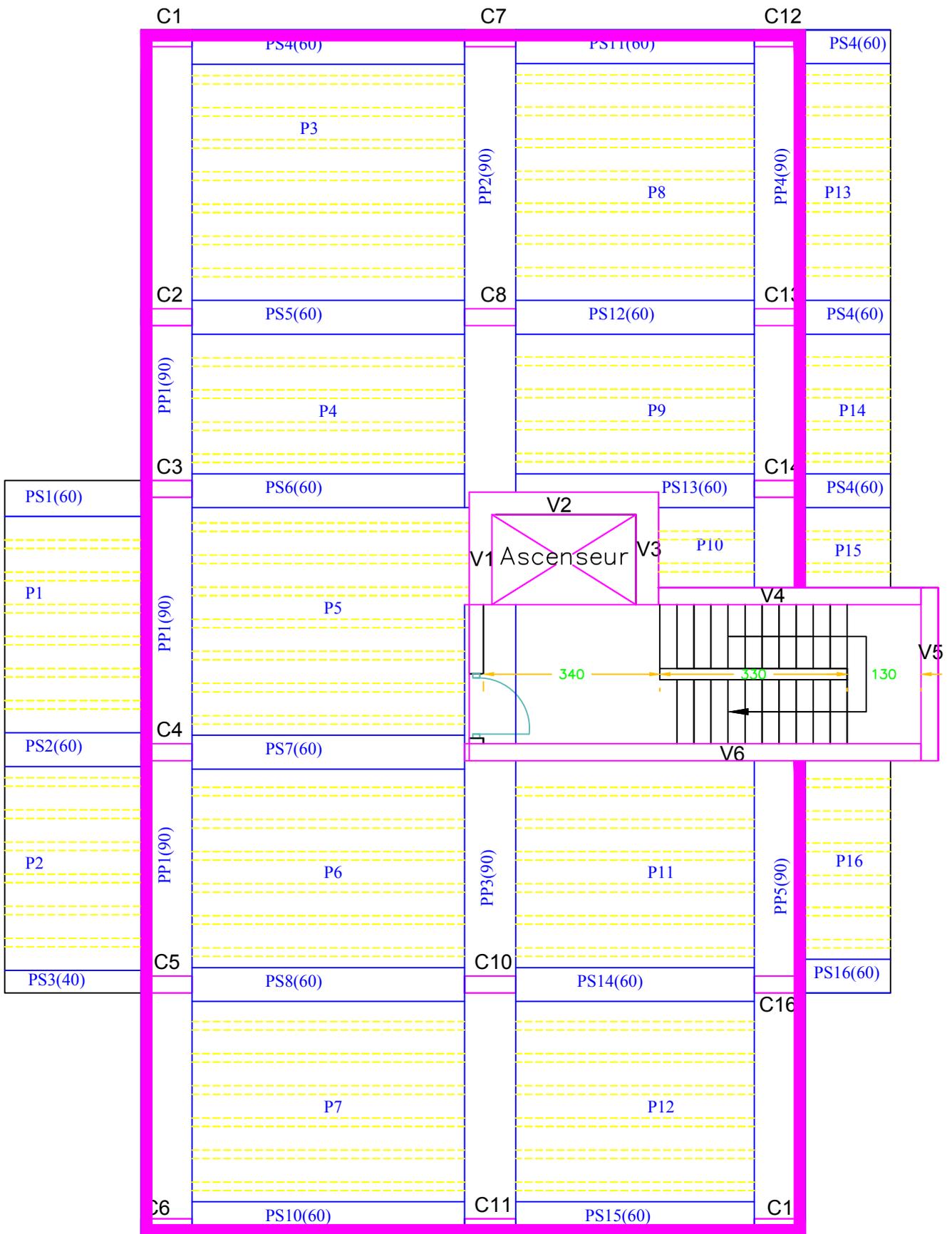
١٤
 ١٤

٢٠١٤

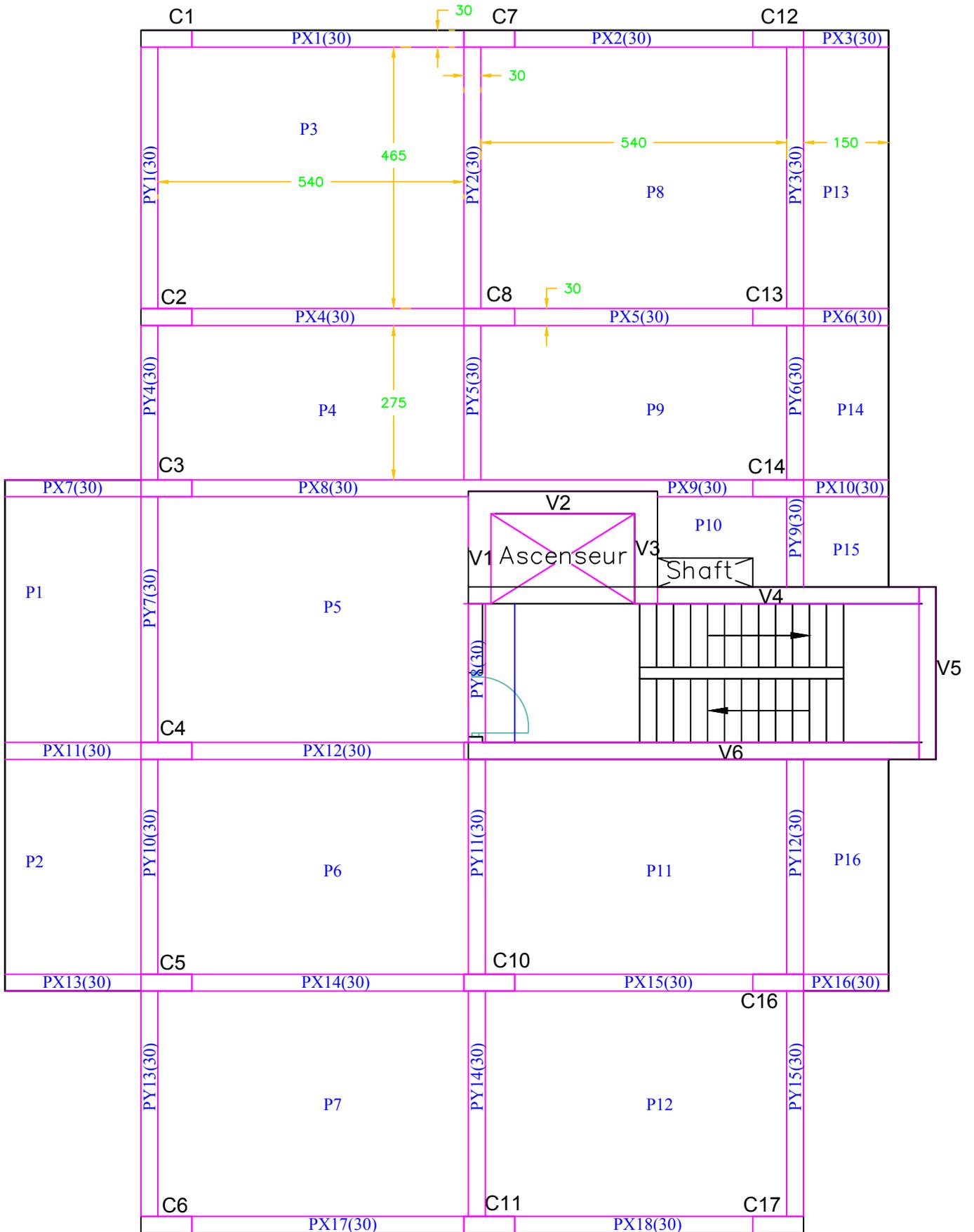


L'endroit de l'ouvrage dans le parcel et plan des fondation

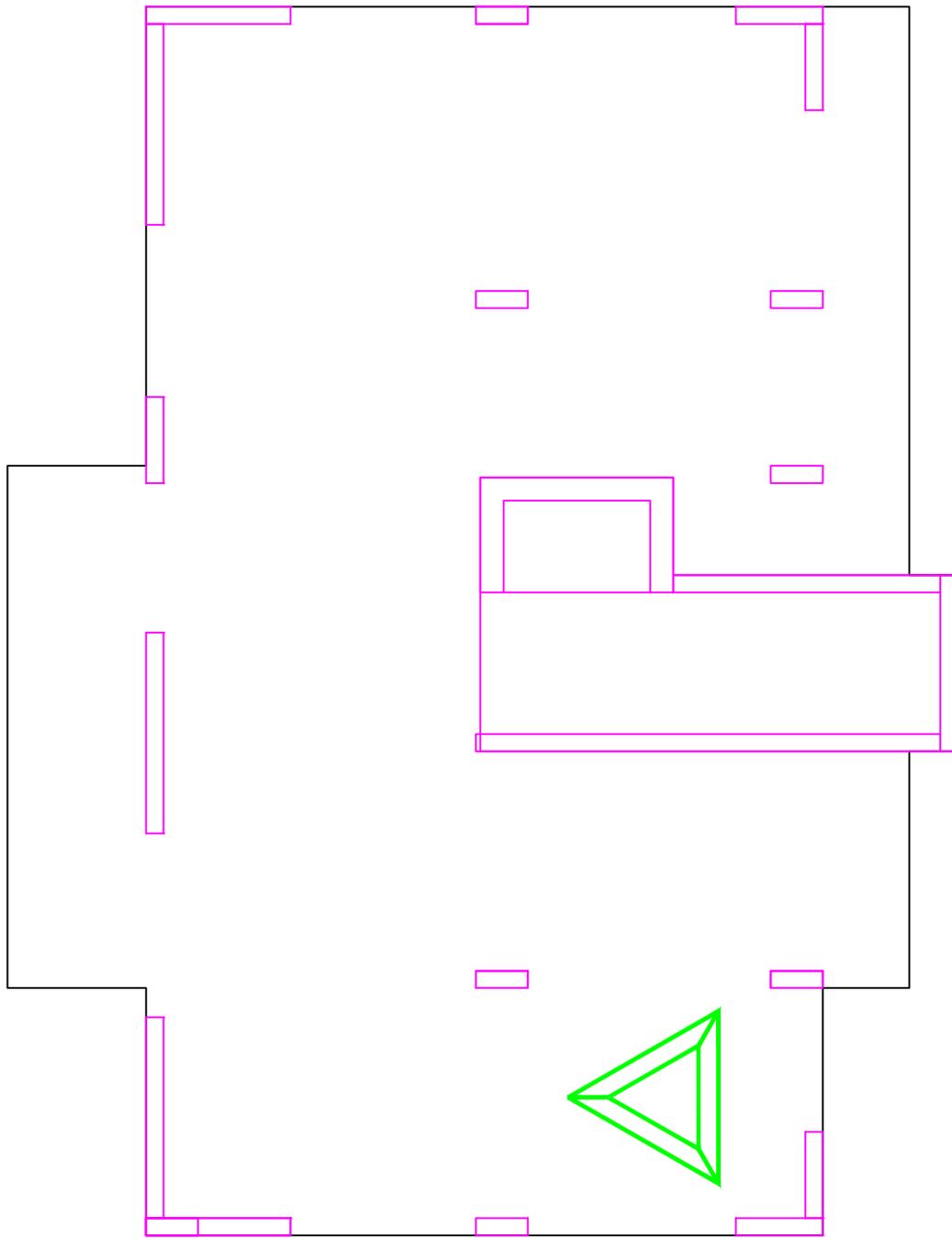




Plan de dalle (nervurée)



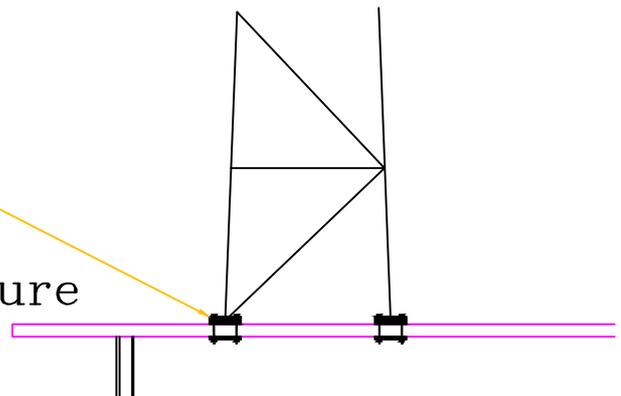
Plan de dalle (Pleine)

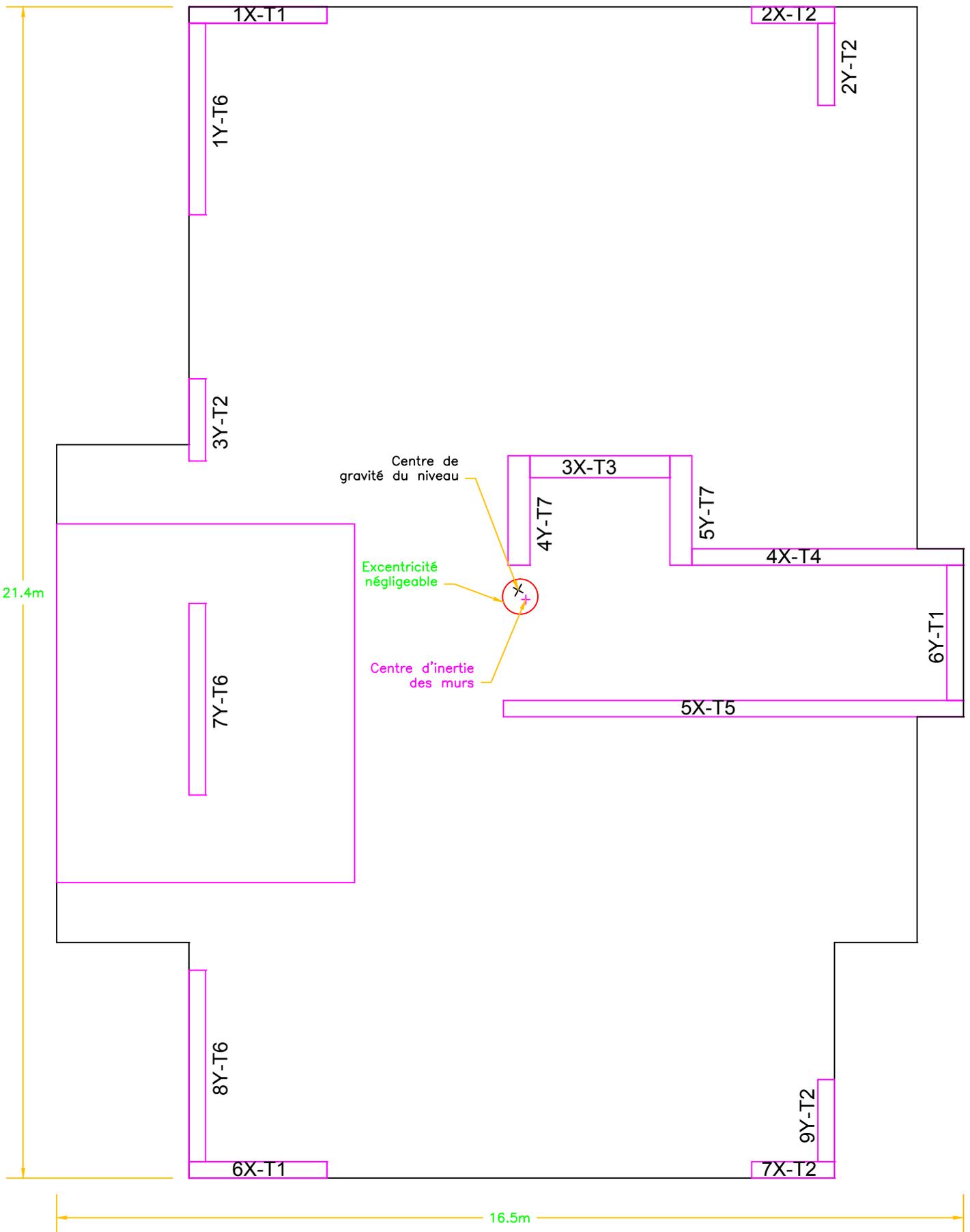


Fixation direct

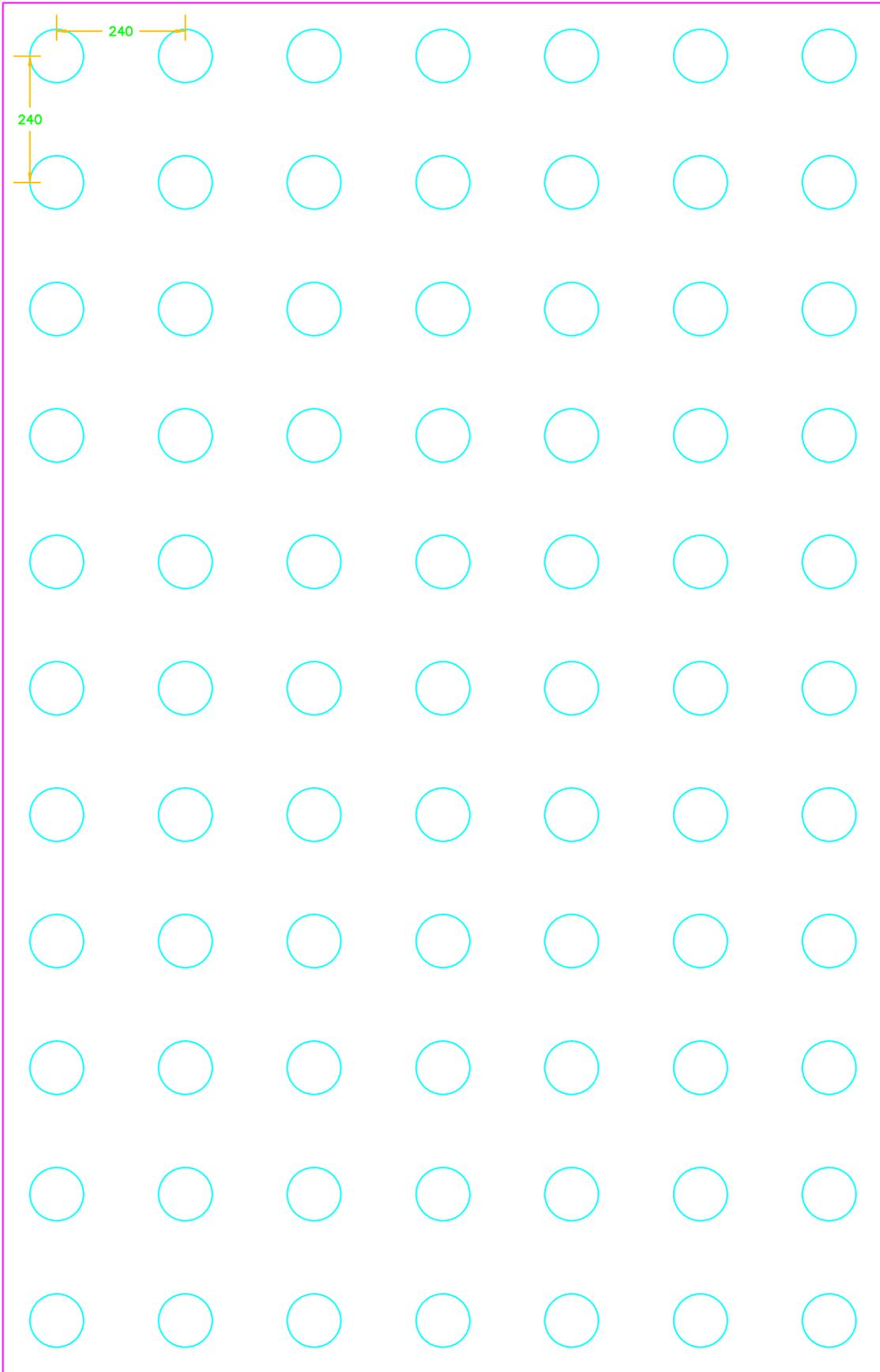
Assemblage direct avec
contre plaque.

Toiture

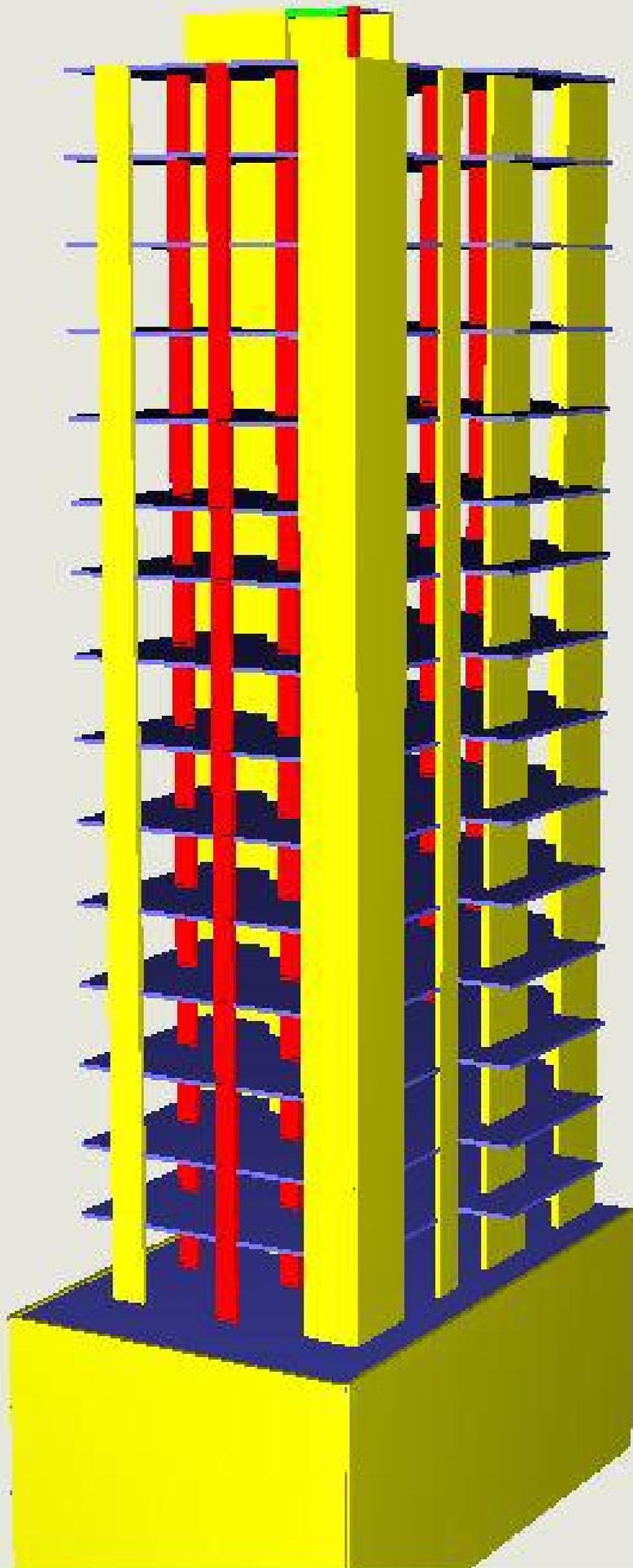




Plan des voiles



Plan des fondations
profondes



Poids total du batiment (d'apres Arche)		
Element	G (T)	Q (T)
Voile 16	99.6	
Voile 15	360.4	1324.2
Voile 14	100.4	76.8
Voile 13	146.1	295.5
Voile 12	541.6	1681.2
Voile 11	64.6	4.9
Voile 10	62.4	
Voile 9	62.4	
Voile 8	50	4.7
Voile 7	49.5	3.1
Voile 6	49.4	2.8
Voile 5	355.7	1050
Voile 4	681.1	2453.5
Voile 3	130.8	274.5
Voile 2	474.1	574.9
Voile 1	68.1	74.1
Poteau 7	257	630.5
Poteau 6	300.9	875.5
Poteau 5	1276.1	4372.1
Poteau 4	539.4	1707
Poteau 3	928	3134.2
Poteau 2	1302.1	4432.1
Poteau 1	129.5	304.3
Valeur total	8029.2	23275.9
Force ultime (MN)	457.5327	

Sommaire

I	Choix des charges surfaciques (daN/m ²).....	5
II	Exemple des différents types de la dalle	8
II.1	Pour l'exemple dalles nervurées.....	8
II.1.1	Calcul d'une nervure continue par la méthode forfaitaire.....	8
II.1.2	Calcul d'une poutre principale continue par la méthode de CAQUOT	15
II.1.3	Arrêt des barres	21
II.1.4	Calcul des aciers transversaux.....	22
II.1.5	Calcul des quantités pour l'implantation de ce type de plancher (en vue d'avoir le prix nécessaire).....	24
II.2	Pour l'exemple de dalle pleine	26
II.2.1	Calcul des charges et des moments de flexion.....	26
II.2.2	Calcul des armatures	29
II.3	Pour l'exemple du plancher dalle	30
II.3.1	Vérification au poinçonnement	30
II.3.2	Calcul des sollicitations.....	31
II.3.3	Répartitions des moments entre les bandes.....	33
III	Exemple des différentes fixations du pylône sur la dalle.....	37
III.1	Pour l'exemple de la fixation directe	37
III.2	Pour l'exemple de la fixation à l'intermédiaire des poutres HEA.....	38
III.2.1	Dimensionnement de la poutre HEA	39
III.2.2	Assemblages pylône poutre.....	41
III.2.3	Assemblages Poutre poutre	43
III.2.4	Dimensionnement des plaques d'acier	44
III.2.5	Assemblage des plaques d'acier aux poutres HEA.....	46
III.2.6	Assemblages poutre HEA_poteaux béton.....	46
III.3	Fixation à l'intermédiaire des poutres en béton.....	50

III.4	Fixation par un bloc de dalle isolante	52
IV	Calcul des charges horizontales	54
IV.1	Calcul des sollicitations provenant du vent	54
IV.2	Calcul des sollicitations provenant des actions du séisme.....	57
IV.3	Distribution des forces aux éléments de contreventement.....	64
IV.4	Ferraillage de la voile 7Y-T6.....	65
V	Dimensionnement et ferraillage d'autres éléments constituant l'ouvrage	70
V.1	Dimensionnement d'un poteau des sous-sols.....	70
V.2	Dimensionnement d'une fondation superficielle.....	72
V.3	Chainage travaillant comme longrine de redressement.....	73
V.4	Dimensionnement de la dalle au-dessous de la cage d'acier.....	74
V.5	Calcul de la résistance du pieu	79
V.6	Étude des murs des sous-sols.....	81

LISTE DES FIGURES :

Figure 1: la forme en « T » prise par la nervure.....	8
Figure 2:Le plan de la nervure	9
Figure 3: les charges soumises à la nervure	9
Figure 4: Diagramme des moments sur la nervure continue.....	10
Figure 5: Acier de la nervure.....	12
Figure 6: Valeur des efforts tranchants sur la poutre	12
Figure 7: Ferrailage complet des nervures	14
Figure 8: Poutre principale continue à deux travées P2	15
Figure 9: Les deux travées sont chargées avec la surcharge	16
Figure 10: La poutre continue surchargée sur la première travée.	16
Figure 11: La poutre continue surchargée sur la deuxième travée.....	17
Figure 12: Les courbes des moments pour les trois cas.	20
Figure 13: Plan de ferrailage de la poutre continue	23
Figure 14: La dalle pleine avec les dimensions de notre exemple	26
Figure 15: Distributions des moments selon l_x et l_y sur les appuis et sur les travées de la dalle .	28
Figure 16: Ferrailage typique de la dalle pleine pour notre exemple.....	29
Figure 17: Dimensions du plancher dalle s'il est appliqué à une partie de notre exemple.....	30
Figure 18: Distribution des moments sur un plancher dalle donnée par le code	31
Figure 19: Valeurs des moments sur les travées par la méthode forfaitaire	32
Figure 20: Répartitions des moments sur un plancher dalle suivant x	33
Figure 21: Répartitions des moments sur un plancher dalle suivant y	34
Figure 22: Ferrailage du plancher dalle	36
Figure 23: Charges dues au poids propre seul créé par le pylône	37
Figure 24: Charges dues au vent dans toutes les directions appliquées sur le pylône	37
Figure 25: Efforts provenant du vent dans toutes les directions	41
Figure 26: Effort tranchant sur les joints entre les poutres dues au poids propre	43
Figure 27: Effort tranchant sur les joints entre les poutres dues aux actions du vent	44
Figure 28: Effort tranchant sur les appuis dus au poids propre.....	47
Figure 29: Effort tranchant sur les appuis dus au vent.....	47
Figure 30: Dimensions nécessaires pour l'ancrage des boulons dans le béton	49
Figure 31: Division du bâtiment en zone de pression	54
Figure 32: Forces créées par l'action sismique.....	61
Figure 33: Ferrailage de la voile 7Y_T6	69

Figure 34: Ferrailage du poteau soutenant les sous-sols.....	71
Figure 35: Ferrailage d'une semelle isolée.....	73
Figure 36: Ferrailage de la longrine de redressement.....	74
Figure 37: Dimensions de l'escalier.....	76
Figure 38: ferrailages de l'escalier.....	79
Figure 39: une bande poutre de 1m des murs sous-sols.....	81
Figure 40: calcul des sollicitations pour une charge linéaire croissante.....	82

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Diagramme des moments sur la nervure continue.....	11
Tableau 2: Sections d'aciers transversales de la nervure.....	14
Tableau 3: Sections des aciers dans la poutre continue de la toiture.....	21
Tableau 4: Section d'aciers transversaux de la poutre continue.....	23
Tableau 5: Poids des sections d'aciers et longueurs disponibles.....	24
Tableau 6: Sections nécessaires d'armatures dans la dalle.....	29
Tableau 7: Section théorique d'acier dans le plancher dalle.....	36
Tableau 8: Masse des dalles.....	59
Tableau 9: Facteur de participation fondamentale.....	60
Tableau 10: Sollicitation créée par l'effet sismique, suivant x.....	62
Tableau 11: Sollicitation créée par l'effet sismique, suivant y.....	63
Tableau 12: Distribution des sollicitations suivant X et Y.....	64

I Choix des charges surfaciques (daN/m²)¹

Remarque : Les charges sont fixées selon l'usage de chaque niveau.

- Pour l'escalier on va considérer les mêmes charges depuis le SS3 jusqu'au dernier étage :
 - En plus du poids propre, on a du carrelage d'une épaisseur de 10 cm dont le poids propre est de 2000DaN/m³ donc la charge surfacique sera de 200 daN/m².
 - La charge d'exploitation considérée pour l'escalier est de : 250 daN/m².
- En sous-sol, pour les charges permanentes, ces zones sont destinées comme salle d'information (DATA CENTRE) ou on a des équipements lourds, des garages et des places de stockages donc :
 - On prend comme charge 500 daN/m², en plus du poids propre de la dalle.
 - La charge d'exploitation est considérée de 150 daN/m² qui sont celles du groupe d'entretien avec leurs matériels.
- En RDC :
 - En plus du poids propre, on a du carrelage donc la charge surfacique sera de 200 daN/m².
 - Pour les charges d'exploitation (on considère qu'il s'agit d'un magasin) 350daN/m².
- En mezzanine 1 :
 - En plus du poids propre, on a du carrelage dont la charge surfacique sera de 200daN/m².
 - Pour les charges d'exploitation (considéré comme un bureau cloisonné) 250daN/m².
- Pour les étages courant de 1 jusqu'à 12 (sans la mezzanine) :
 - le poids du carrelage donc la charge surfacique sera de 200 daN/m² +170 daN/m² le poids de la partie <faux plafond> (tuyaux de climatisation, câble électrique...)+les éléments de partitions+ le poids propre de la dalle.
 - Les charges d'exploitations, chaque région à sa propre valeur :
 - Dans la région des bureaux : 300 daN/m².
 - Dans la région des balcons : 350 daN/m². (on prend la charge 350 daN/m² pour homogénéiser le calcul).
- Entre le 7eme et le 8eme étage, on a une mezzanine (Mezz 2) qui est considérée comme région mécanique pour le bâtiment :
 - Les charges permanentes : dans cette région de lourds matériaux mécaniques vont être installés donc on considérer une charge permanente de 400 daN/m²+ le poids propre de la dalle.
 - La charge d'exploitation est de 100 daN/m² qui représentent la charge d'entretien des machines.

¹ Euro code 1: Action sur les structures.

- Pour la toiture:
 - Le poids de l'étanchéité dont la masse surfacique est de 25 daN/m², elle est considérée comme une surface mécanique, donc on va considérer une charge permanente de 400 daN/m² + le poids propre.
 - Pour les charges d'exploitations, cette zone est considérée comme inaccessible, mais on prend en compte seulement une valeur de 100 daN/m² qu'on l'appelle la charge d'entretien de la toiture.
- Pour la cage d'escalier (choisi comme dalle pleine):
 - Pour les charges permanentes, cette zone est destinée à l'appui des réservoirs d'eau donc 1500 daN/m² + le poids propre.
 - La charge d'exploitation est considérée égale à 100 daN/m², qui est celle d'entretien.

Comme ce bâtiment est destiné au bureau et au centre informatique, il y aura un taux de tuyaux et de câbles électriques pour le service, et qui seront accrochés à la dalle et sous un faux plafond. On va considérer la charge créée par cet ensemble de 150 daN/m².

N.B. : Le poids propre de la dalle de corps creux :

- De 25cm d'épaisseur est de 432 daN/m².
- De 30cm d'épaisseur donc 504 daN/m².

Choix des charges linéaires (daN/m):

- Pour les murs extérieurs :
 - Corps creux 20 cm 1500 daN/m² x 0.2m x 1m = 300 daN/m.
 - Mortier 2 cm 2000 daN/m² x 0.02m x 1m = 40 daN/m.
 - Revêtement 5 cm 2150 daN/m² x 0.05m x 1m = 110 daN/m.
- Pour les murs intérieurs :
 - Corps creux 10 cm 1500 daN/m² x 0.1m x 1m = 150 daN/m.
 - Mortier 2 cm et des 2 cotés, 2000 daN/m² x 0.02m x 1m x 2 = 80 daN/m.

Alors la charge linéaire est de 450 DaN/m pour les murs extérieurs, et de 230 DaN/m pour les murs intérieurs, pour 1m de hauteur. Dans les étages courants la hauteur à nue des étages est de 3m, pour les murs extérieurs la descente de leur charges est considérée linéairement : $450 \times 3 = 1350 \text{ DaN/ml}$ sur les poutres en contact direct. Tandis que pour les murs intérieurs leurs charges vont être distribuées sur la surface de l'étage et on aura la charge surfacique ci-dessous :

$$\frac{\text{Charge linéaire} \times \text{longueur}}{(\text{Surface de l'étage} - \text{surface de l'escalier})} = \frac{230 \times 3 \times 60}{300 - 35} = 170 \text{ DaN/m}^2$$

Pour les murs intérieurs : la partition des bureaux est faite par des éléments de poids négligeables.

II Exemple des différents types de la dalle

II.1 POUR L'EXEMPLE DALLES NERVUREES

Prenons l'exemple des dalles courantes pour le calcul de l'épaisseur de ce plancher. Ici, il faut prendre la plus grande travée qui est celle de la travée dans le plancher P4, où la longueur est de 5.05m. On va considérer que nos poutres sont continues, ce qui implique :

$$e > \frac{5.05}{25} = 0.22m$$

Donc on prend une épaisseur de dalle égale à 25cm.

On prend la nervure continue dans les planchers 3, 8 et 13 où on a une grande travée de 4.8m. Et on aura les charges surfaciques ci-dessous :

1. La charge permanente:

$$p = 1.35 (200 + 150 + 170 + 432) = 1258.2 DaN/m^2 = 12.6 KN/m^2$$

2. La charge d'exploitation: $q = 1.5 (350) = 525 DaN/m^2 = 5.25 KN/m^2$

✓ Charge totale : $P_u = 12.6 + 5.25 = 17.85 KN/m^2$

II.1.1 Calcul d'une nervure continue par la méthode forfaitaire

La forme de la nervure est donnée dans la figure si dessous.

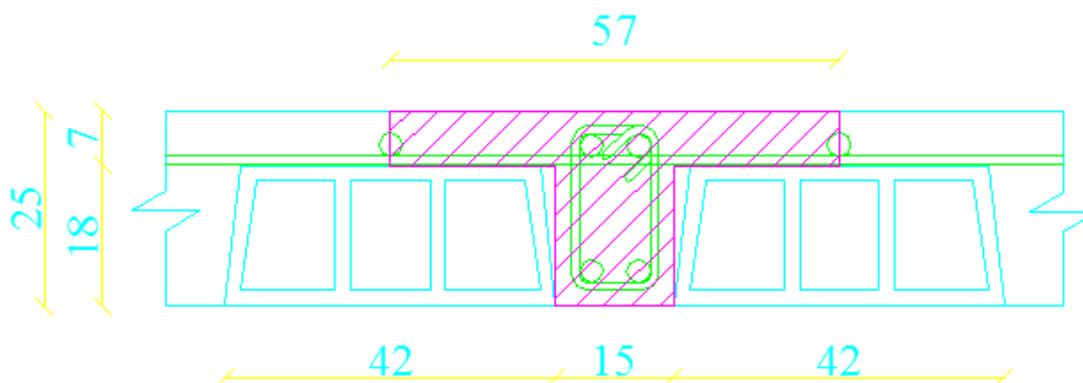


Figure 1: la forme en « T » prise par la nervure

Donc en appliquant la largeur d'influence (Qui est 0.57m ici) on aura les valeurs des charges linéaires ci-dessous :

1. La charge permanente: $p = 12.6 \times 0.57 = 7.2 \text{KN/ml}$
 2. La charge d'exploitation: $q = 5.25 \times 0.57 = 3 \text{KN/ml}$.
- ✓ La charge totale est égale à : $P_u = 10.2 \text{KN/ml}$.

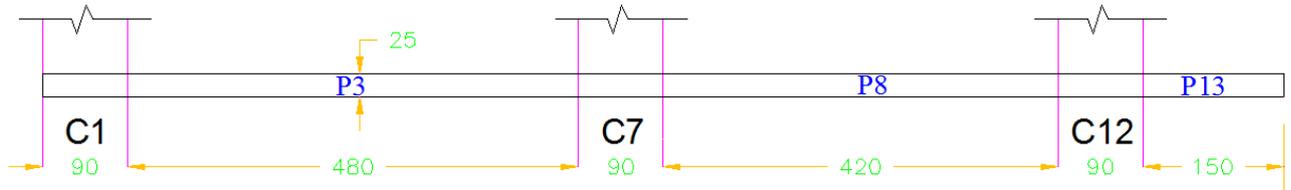


Figure 2: Le plan de la nervure

Les longueurs de travées utilisées dans le calcul (pour la méthode forfaitaire) sont mesurées dans les bâtiments entre les nus d'appui :

- ✓ $L_{P3} = 4.8 \text{m}$.
- ✓ $L_{P8} = 4.2 \text{m}$.

On élimine la travée du porte-à-faux, en le remplaçant par un moment sur l'appui égal à :

$$M = \frac{Pl^2}{2} = \frac{10.2 \times 1.5^2}{2} = 11.475 \text{KN.m.}$$

Donc on aura les travées ci-dessous à étudier :

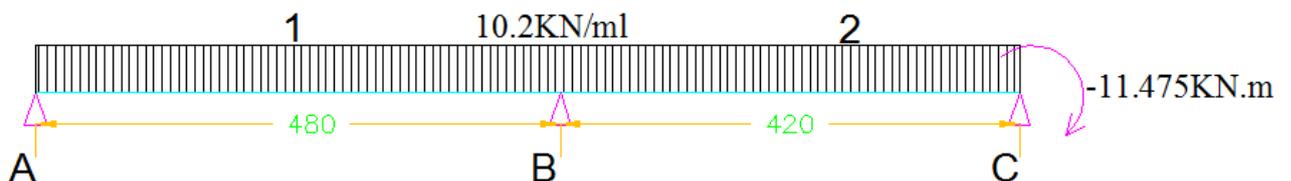


Figure 3: les charges soumises à la nervure

Le rapport $\frac{L1}{L2} = \frac{4.8}{4.2} = 1.14 < 1.25 \Rightarrow$ La méthode forfaitaire est valide.

Calcul des moments isostatiques de chaque travée :

$$M_0 = \frac{P_u \times L_i^2}{8}$$

Donc on a :

$$\checkmark M_{01} = \frac{10.2 \times 4.8^2}{8} = 29.376 \text{KN.m.}$$

$$\checkmark M_{02} = \frac{10.2 \times 4.2^2}{8} = 22.5 \text{KN.m.}$$

Le moment sur l'appui intermédiaire est $[M_B] = -\text{Max}[0.6M_{01}; 0.6M_{02}] = -17.6 \text{KN.m}$

Les moments sur les appuis de rives : on considère $M_A = 0$, et on a $M_C = -11.475 \text{KN.m}$.

$\alpha = \frac{q_b}{g+q_b} = \frac{350}{952+350} = 0.27$ (q_b est la somme des charges variables, et g la somme des charges permanentes).

Calcul de M_t , le moment maximal dans la travée continue :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \Rightarrow \geq 1.08M_0$$

$$\checkmark \text{Travée 1 : } M_{t1} \geq 1.08 \times 29.37 - \frac{17.6}{2} = 23 \text{KN.m}$$

$$\checkmark \text{Travée 2 : } M_{t2} \geq 1.08 \times 22.5 - \frac{17.6+11.475}{2} = 9.76 \text{KN.m}$$

On doit également avoir: $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 ; \frac{1.2+0.3 \times 0.27}{2} = 0.64$

$$\checkmark \text{Travée 1 : } M_{t1} \geq 0.64 \times 29.37 = 18.8 \text{KN.m}, M_{t1} = \text{Max} [23; 18.8] = 23 \text{KN.m}$$

$$\checkmark \text{Travée 2 : } M_{t2} \geq 0.64 \times 22.5 = 14.4 \text{KN.m}, M_{t2} = \text{Max} [9.76; 14.4] = 14.4 \text{KN.m}$$

On aura le diagramme des moments ci-dessous :

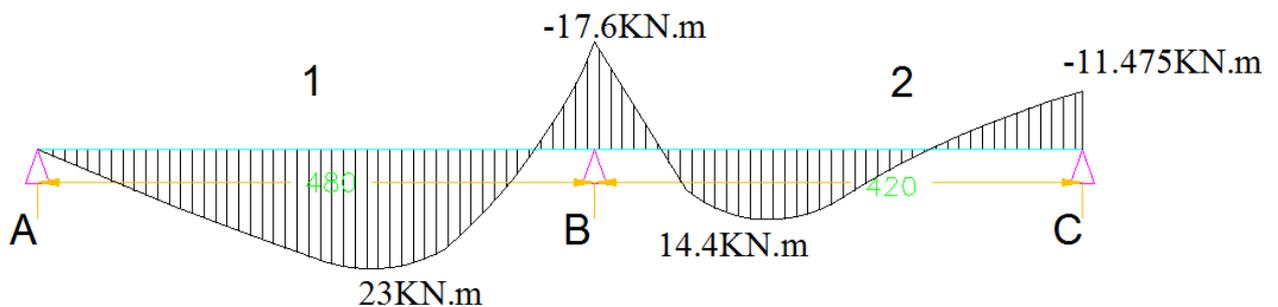


Figure 4: Diagramme des moments sur la nervure continue

Calcul des aciers d'équilibre du moment : $M_u = 23KN.m = 0.023MN.m$ qui est un moment positif, donc on a des aciers inférieurs.

Calcul de M_{btu} , le moment qui équilibre la table seule :

$$M_{btu} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) F_{bu}$$

$$M_{btu} = 0.57 \times 0.07 \left(0.225 - \frac{0.07}{2} \right) 17 = 0.129MN.m$$

Donc comme $M_u < M_{btu}$, la table est considérée partiellement comprimée, et on peut faire le calcul comme étant une poutre de dimensions $b=57cm$; $d=0.9h=0.9 \times 25=22.5cm$ de hauteur utile.

$$\text{Calcul du moment réduit: } \mu = \frac{M_u}{Bd^2F_{bu}} = \frac{0.023}{0.15 \times 0.225^2 \times 17} = 0.18$$

$$\text{Calcul de : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.18}) = 0.25$$

$$\text{Calcul du bras du levier : } z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.25) = 0.2m$$

$$\text{Calcul de la section d'armature nécessaire : } A_u = \frac{M_u}{z_b F_{ed}} = \frac{0.023}{0.216 \times 434.8} = 2.6cm^2$$

$$\text{Vérification avec les aciers min : } A_{min} = \frac{0.23 \times F_{cd}}{F_{yk} \times B \times d} = 0.37cm^2 \text{ donc c'est vérifié.}$$

Acier théorique de la nervure :

Tableau 1: Diagramme des moments sur la nervure continue

Moment	Moment(MN.m)	Moment réduit (μ)	Calcul de (α)	Bras de levier (m)	Sections d'armature (cm^2)	%min (cm^2)	Section finale
Mt (+) dans la travée	0.023	0.18	0.25	0.20	2.609	0.373	2.609
	0.0144	0.11	0.15	0.21	1.565	0.373	1.565
Mt (-) sur appuie	0.0176	0.14	0.18	0.21	1.942	0.373	1.942
	0.011475	0.09	0.12	0.21	1.230	0.373	1.230

Donc on prend le maximum pour la section des aciers en bas qui est $2.6 cm^2$ et choisit de mettre en place 2HA14($3.08cm^2$), c' est un acier principal en bas de la nervure. Et pour les aciers en haut on choisit le maximum de la section qui est $1.588cm^2$ et on choisit de mettre en place 2HA12($1.56cm^2$), donc on aura le plan ci-dessous.

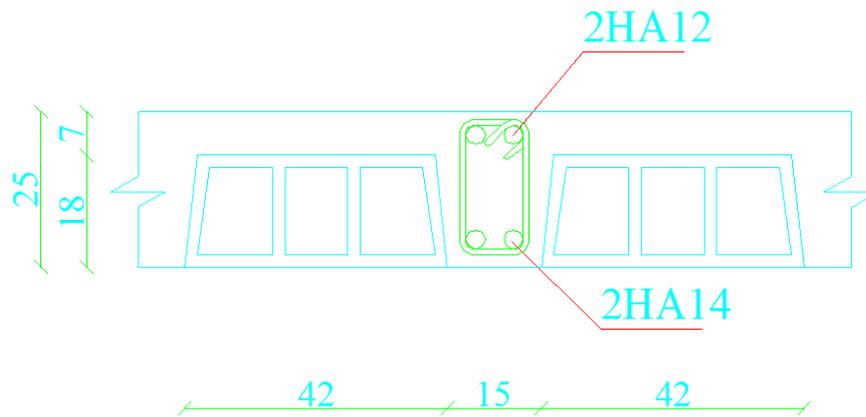


Figure 5: Acier de la nervure

Calcul des aciers transversaux :

Tout d'abord on calcule les efforts tranchants V_0 qui sont la valeur absolue de l'effort tranchant sur appui 1 ou 2 dans la travée de référence (isostatique). Et pour les appuis de rives V_0 est pris tel quel, mais pour les appuis intermédiaires on majore forfaitairement les efforts tranchants de la poutre de référence :

- ✓ De 15% pour les poutres à deux travées.
- ✓ De 10% pour les poutres à plus de deux travées.

Alors dans notre cas on aura les valeurs ci-dessous :

- ✓ Travée 1 : $V_{01} = \frac{ql}{2} = \frac{10.2 \times 4.8}{2} = 24.48 \text{ KN} \Rightarrow 1.1V_{01} = 27 \text{ KN}$.
- ✓ Travée 2 : $V_{02} = \frac{ql}{2} = \frac{10.2 \times 4.2}{2} = 21.42 \text{ KN} \Rightarrow 1.1V_{02} = 23.56 \text{ KN}$.
- ✓ Travée 3 : $V_{03} = ql = 10.2 \times 1.5 = 15.3 \text{ KN}$.

Donc on aura les valeurs des efforts tranchants suivant la poutre ci-dessous :

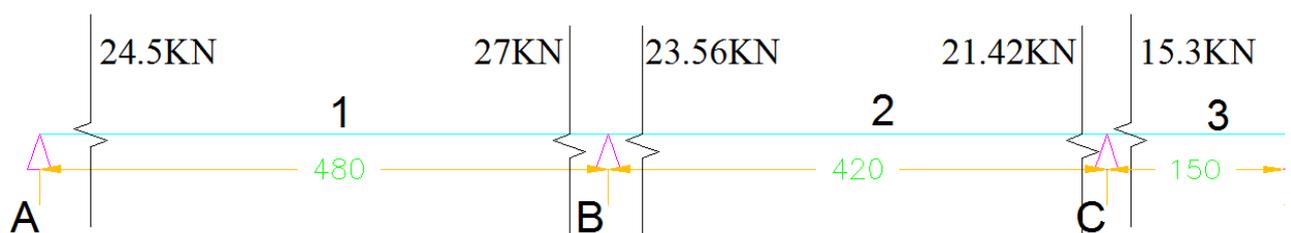


Figure 6: Valeur des efforts tranchants sur la poutre

On calcule les aciers pour la valeur de $V_{01} = 24.5 \text{ KN} = 0.0245 \text{ MN}$.

On considère les pivots de béton inclinés à 45 degrés :

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \times f_{cd} \times z_u \times b_w}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{cotg}\theta}$$

Avec :

v_1 le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant :

$$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0.528$$

$$\Rightarrow V_{Rd,max} = \frac{0.528 \times 17 \times 0.222 \times 0.15}{\operatorname{tg}45 + \operatorname{cotg}45} = 0.15 \text{ MN}$$

On a bien $V_{Ed} < V_{Rd,max} \Rightarrow$ pas de problème de dimensionnement de la section de béton.

Calcul de la résistance de la section sans armature :

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \times k \times b_w \times d \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \\ v_{min} \times b_w \times d \end{array} \right\}$$

- Avec : $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 31 \leq 2$ on prend : $k = 2$
- $\rho_l = \frac{A_{sL}}{b_w \times d} \leq 0.02$ Avec A_{sL} qui représente la section d'armatures longitudinales dépassant le point de calcul d'une distance au moins égale à d .
- $A_{sL} = 3.08 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \rho_l = \frac{3.08 \times 10^{-4}}{0.15 \times 0.225} = 0.009 \ll 0.02$$

- Pour une poutre on a : $v_{min} = \frac{0.053}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2} = \frac{0.053}{1.5} 30^{0.5} = 0.2$
- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$

Donc :

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \times 2 \times 0.15 \times 0.225 \times (100 \times 0.0046 \times 30)^{1/3} = 0.031 \\ 0.2 \times 0.15 \times 0.225 = 6.75 \times 10^{-3} \end{array} \right\} = 0.031 \text{ MN}$$

$\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd,c}$ donc on n'a pas besoin d'armatures transversales, mais on met seulement un pourcentage minimum.

L'espacement max des cadres ne doit pas dépasser:

$$S_{t,max} = 0.75d(1 + \operatorname{cot}90) = 0.75 \times 0.225 = 0.168 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

Le pourcentage minimum d'armature est :

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \rho_{w.min} \times b_w \times \sin\alpha \quad \text{Avec } \rho_{w.min} = \frac{0.08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08\sqrt{30}}{500} = 0.000876$$

$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.000876 \times 0.15 = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$. pour $\phi = 6 \text{ mm}$ on aura un espacement de 42cm qui est plus grand que l'espacement maximal.

Donc on met un cadre de $\phi = 6 \text{ mm}$ chaque 15cm pour toute la nervure et on commence par 7cm de part et d'autre des appuis.

Et pour les autres efforts tranchants, nous avons les sections ci-dessous d'aciers :

Tableau 2: Sections d'aciers transversales de la nervure

Efforts tranchants (Fed)	V(Rdmax)	V(Rd,c)	Nécessité d'AT	Acier transversale A_{sw}/s (cm ² /ml)	A final
0.0245	0.15147	0.03171	no	1.314534138	1.314534
0.027	0.15147	0.03171	no	1.314534138	1.314534
0.02356	0.15147	0.03171	no	1.314534138	1.314534
0.02142	0.15147	0.03171	no	1.314534138	1.314534
0.0153	0.15147	0.03171	no	1.314534138	1.314534

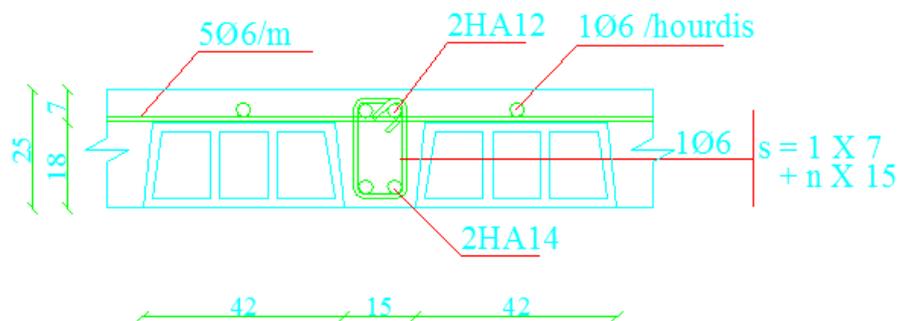


Figure 7: Ferrailage complet des nervures

II.1.2 Calcul d'une poutre principale continue par la méthode de CAQUOT

On prend la poutre principale P2, qui est une poutre continue de 2 travées différentes, dont la largeur d'influence est de 5.4m.

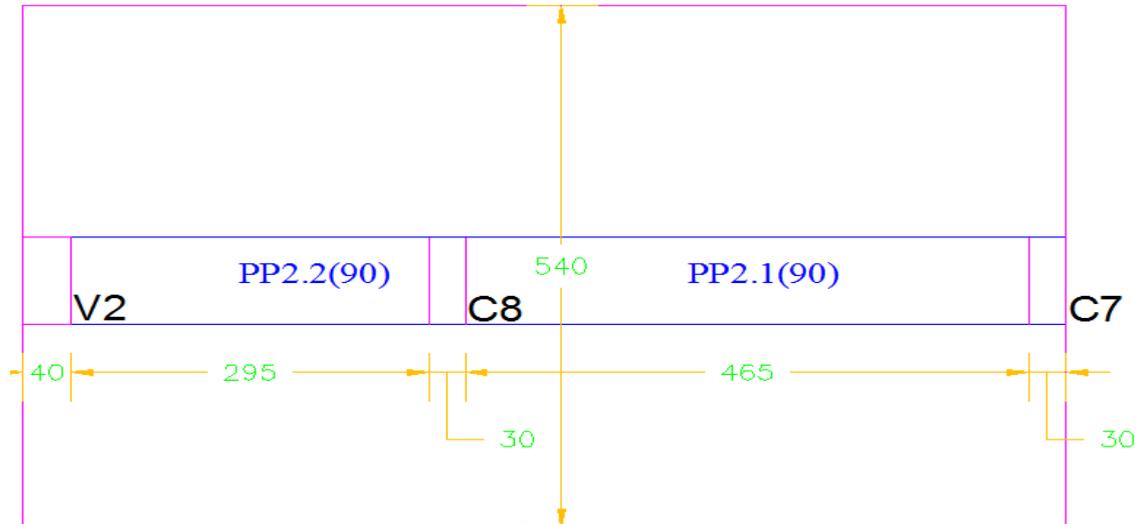


Figure 8: Poutre principale continue à deux travées P2

Cette largeur va nous donner les charges linéaires suivantes :

- ✓ La charge permanente: $p = 12.6 \times 5.4 = 68.04 \text{KN/ml}$
- ✓ La charge d'exploitation: $q = 5.25 \times 5.4 = 28.35 \text{KN/ml}$
- ✓ Charge totale : $P_{u1} = 96.39 \text{KN/ml}$

Les longueurs de travées utilisées dans le calcul sont mesurées dans les bâtiments entre les nus d'appui :

- ✓ $L1 = L_{PP2.2} = 2.95 \text{m}$.
- ✓ $L2 = L_{PP2.1} = 4.65 \text{m}$.

Le rapport $\frac{L2}{L1} = \frac{4.65}{2.95} = 1.57 > 1.25 \Rightarrow$ Une condition de la méthode forfaitaire n'est pas validée, alors on utilise la méthode de Caquot pour le calcul de cette poutre. Cette méthode consiste à calculer les moments sur appuis d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. Cette méthode est donc une méthode de continuité simplifiée. Ainsi une poutre continue est assimilée à une série de poutres à deux travées :

1-Pour le cas 1 de la poutre, les deux travées sont chargées avec la surcharge, ce cas est pour le calcul du moment maximal en appui, ce qui donne la valeur maximal de section d'acier en chapeau :

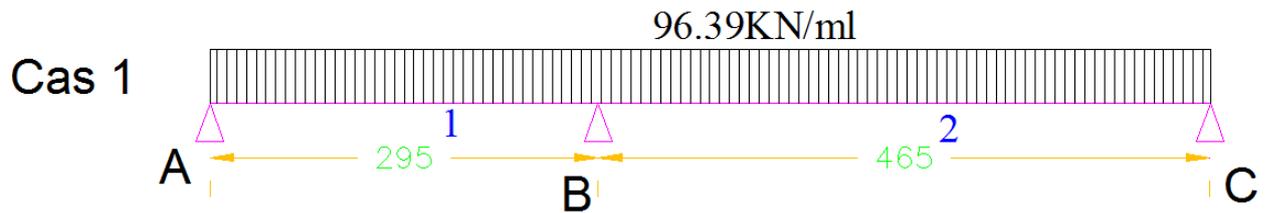


Figure 9: Les deux travées sont chargées avec la surcharge

Le moment à l'appui intermédiaire est égal à : $M_B = -\frac{p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$

$$\Rightarrow M_B = -\frac{96.39 \times 2.95^3 + 96.39 \times 4.65^3}{8.5(2.95 + 4.65)} = -188.3 \text{ KN.m}$$

2- Pour le cas 2 de la poutre, on surcharge la première travée, et on calcule le moment maximum sur cette travée, donc les aciers maxi en première travée:

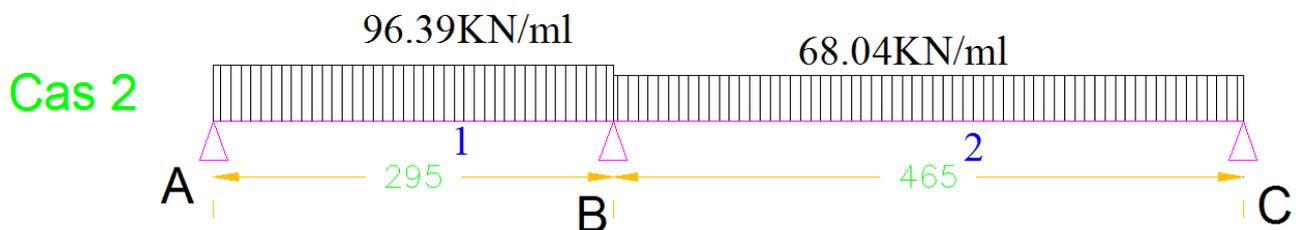


Figure 10: La poutre continue surchargée sur la première travée.

On recalcule le moment sur l'appui intermédiaire :

$$M_B = -\frac{96.39 \times 2.95^3 + 68.04 \times 4.65^3}{8.5(2.95 + 4.65)} = -144.2 \text{ KN.m}$$

3-Pour le cas 3 de la poutre, on surcharge la deuxième travée, et on calcule le moment maximum sur cette travée, donc les aciers maxi en deuxième travée :

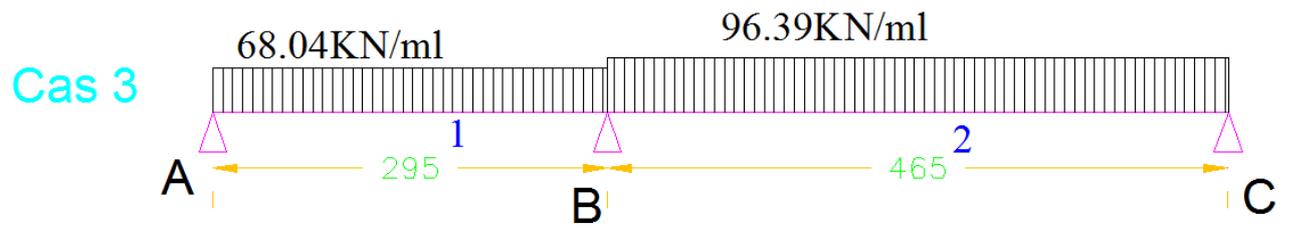


Figure 11: La poutre continue surchargée sur la deuxième travée

On recalcule le moment sur l'appui intermédiaire :

$$M_B = -\frac{68.04 \times 2.95^3 + 96.39 \times 4.65^3}{8.5(2.95 + 4.65)} = -177 \text{ KN.m}$$

On recherche les moments maximaux en chaque travée pour ces cas. Les équations de calcul de ces moments sont les suivantes :

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_w \left[1 - \frac{x}{l}\right] + M_e \cdot \frac{x}{l}.$$

Pour les poutres uniformément chargées : $M_{0(x)} = \frac{p.l.x}{2} - \frac{p.x^2}{2}$

Et les équations des efforts tranchants sont les dérivées de celle des moments fléchissants. On détermine les courbes des moments pour chaque travée et pour les trois cas étudiés précédemment, ce qui donne trois valeurs des moments différents pour chaque travée.

1. Pour la première travée:

a. Dans le premier cas : $M_e = -188.3 \text{ KN.m}$

$$M_{(x)} = \frac{p.l.x}{2} - \frac{p.x^2}{2} + M_w \left[1 - \frac{x}{l}\right] + M_e \cdot \frac{x}{l} \text{ On a } M_w = 0, \text{ appui simple donc}$$

$$M_{(x)} = \frac{96.39 \times 2.95 \times x}{2} - \frac{96.39 \times x^2}{2} - 188.3 \times \frac{x}{2.95} = -48.2x^2 + 78.34x$$

$$M_{(x)} = 0 \Rightarrow x(78.34 - 48.2x) = 0 \Rightarrow 78.34 - 48.2x = 0 \Rightarrow x = \frac{78.34}{48.2} = 1.62$$

$$V_{(x)} = M'_{(x)} = -96.4x + 78.34$$

$$V_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{78.34}{96.4} = 0.81$$

$$M_{(max)} = M_{(x=0.81)} = -48.2 \times 0.81^2 + 78.34 \times 0.81 = 31.8 \text{ KN.m}$$

b. Dans le deuxième cas : $M_e = -144.2 \text{ KN.m}$

$$M_{(x)} = \frac{96.39 \times 2.95 \times x}{2} - \frac{96.39 \times x^2}{2} - 144.2 \times \frac{x}{2.95} = -48.2x^2 + 93.3x$$

$$M_{(x)} = 0 \Rightarrow x(93.3 - 48.2x) = 0 \Rightarrow 93.3 - 48.2x = 0 \Rightarrow x = \frac{93.3}{48.2} = 1.93$$

$$V_{(x)} = M'_{(x)} = -96.4x + 93.3$$

$$V_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{93.3}{96.4} = 0.97$$

$$M_{(max)} = M_{(x=0.92)} = -48.2 \times 0.97^2 + 93.3 \times 0.97 = 45.15 \text{KN.m}$$

c. Dans le troisième cas : $M_e = -177 \text{KN.m}$

$$M_{(x)} = \frac{68.04 \times 2.95 \times x}{2} - \frac{68.04 \times x^2}{2} - 177 \times \frac{x}{2.95} = -34.02x^2 + 40.36x$$

$$M_{(x)} = 0 \Rightarrow x(40.36 - 34.02x) = 0 \Rightarrow 40.36 - 34.02x = 0 \Rightarrow x = \frac{40.36}{34.02} = 1.18$$

$$V_{(x)} = M'_{(x)} = 40.36 - 68.04x$$

$$V_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{40.36}{68.04} = 0.6$$

$$M_{(max)} = M_{(x=0.68)} = -34.02 \times 0.6^2 + 40.36 \times 0.6 = 12 \text{KN.m}$$

2. Pour la deuxième travée:

a. Dans le premier cas : $M_e = -188.3 \text{KN.m}$

$$M_{(x)} = \frac{p.l.x}{2} - \frac{p.x^2}{2} + M_w \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_e \cdot \frac{x}{l} \text{ On a } M_w = 0, \text{ appui simple donc}$$

$$M_{(x)} = \frac{96.39 \times 4.65 \times x}{2} - \frac{96.39 \times x^2}{2} - 188.3 \times \frac{x}{4.65} = -48.2x^2 + 183.6x$$

$$M_{(x)} = 0 \Rightarrow x = 3.8 \text{m} \Rightarrow \text{dans notre poutre } x = 4.65 - 3.8 = 0.7$$

$$V_{(x)} = M'_{(x)} = 183.6 - 96.4x$$

$$V_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{183.6}{96.4} = 1.9 \text{m} \Rightarrow \text{dans notre poutre } x = 4.65 - 1.9 = 2.75$$

$$M_{(max)} = M_{(x=0.81)} = -48.2 \times 1.91^2 + 183.6 \times 1.91 = 174.8 \text{KN.m}$$

b. Dans le deuxième cas : $M_e = -144.2 \text{KN.m}$

$$M_{(x)} = \frac{p.l.x}{2} - \frac{p.x^2}{2} + M_w \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_e \cdot \frac{x}{l} \text{ On prend } M_w = 0, \text{ appui simple donc}$$

$$M_{(x)} = \frac{68.04 \times 4.65 \times x}{2} - \frac{68.04 \times x^2}{2} - 144.2 \times \frac{x}{4.65} = -34.02x^2 + 127.2x$$

$$M_{(x)} = 0 \Rightarrow x = 3.76m \Rightarrow \text{dans notre poutre } x = 4.65 - 3.76 = 0.88$$

$$V_{(x)} = M'_{(x)} = 127.2 - 68.04x$$

$$V_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{127.2}{68.04} = 1.88m \Rightarrow \text{dans notre poutre } x = 4.65 - 1.88 = 2.77$$

$$M_{(max)} = M_{(x=0.81)} = -34.02 \times 1.88^2 + 127.2 \times 1.88 = 118.9KN.m$$

c. Dans le troisième cas : $M_e = -177 KN.m$

$$M_{(x)} = \frac{p.l.x}{2} - \frac{p.x^2}{2} + M_w \left[1 - \frac{x}{l}\right] + M_e \cdot \frac{x}{l} \text{ On a } M_w = 0, \text{ appui simple donc}$$

$$M_{(x)} = \frac{96.39 \times 4.65 \times x}{2} - \frac{96.39 \times x^2}{2} - 177 \times \frac{x}{4.65} = -48.2x^2 + 186x$$

$$M_{(x)} = 0 \Rightarrow x = 3.84m \Rightarrow \text{dans notre poutre } x = 4.65 - 3.8 = 0.81$$

$$V_{(x)} = M'_{(x)} = 186 - 96.4x$$

$$V_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{186}{96.4} = 1.92m \Rightarrow \text{dans notre poutre } x = 4.65 - 1.9 = 2.73$$

$$M_{(max)} = M_{(x=0.81)} = -48.2 \times 1.92^2 + 186 \times 1.92 = 179.4KN.m$$

On superpose toutes les courbes des moments obtenus précédemment, ce qui donne le schéma si dessous :

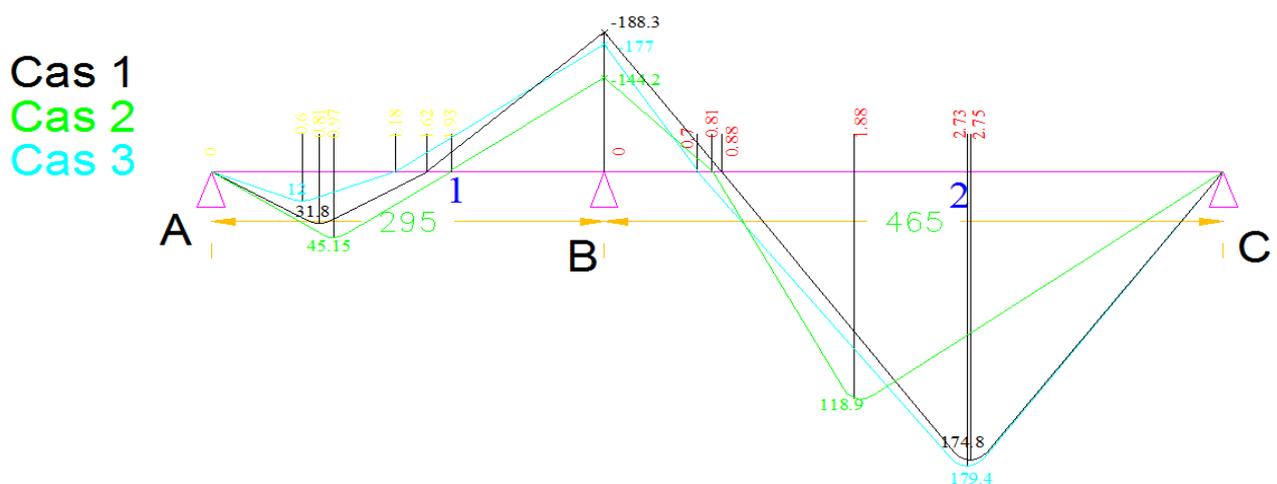


Figure 12: Les courbes des moments pour les trois cas.

Pour le calcul des armatures longitudinales, on prend les valeurs des moments si dessous :

1. Pour la première travée, on prend $M = 45.15KN.m$ du cas2, qui correspond au chargement de cette travée et au non-chargeement de la travée adjacente, où on a le moment maximal sur cette travée.
2. Pour l'appui B, on prend $M = -188.3KN.m$ du cas1, qui correspond au chargement des deux travées adjacentes où on a le moment maximal cet appui.
3. Pour la deuxième travée, on prend $M = 179.4KN.m$ du cas3, qui correspond au chargement de cette travée et au non-chargeement de la travée adjacente, où on a le moment maximal sur cette travée.

Ceci nous donne les sections d'acier ci-dessous :

Tableau 3: Sections des aciers dans la poutre continue de la toiture

Moment	Moment(MN.m)	Moment réduit (μ)	Calcul de (α)	Bras de levier (m)	Sections d'armature (cm ²)	%min (cm ²)	Section finale
Mt (+) dans la travée	0.04515	0.06	0.08	0.22	4.758	2.236	4.758
	0.1794	0.23	0.33	0.19	21.168	2.236	21.168
Mt (-) sur appuie	0.1883	0.24	0.35	0.19	22.42	2.236	22.42

On choisit pour la première travée 8HA10 (6.24cm²), pour l'appui intermédiaire 16HA14 (24.64cm²), et la deuxième travée on choisit 8HA14 (12.32cm²) et 8HA12 (9.04cm²) donc la somme est égale à (12.32cm²+9.04cm²=21.36 cm²).

II.1.3 Arrêt des barres

Pour l'arrêt des barres en fibres inférieures, on va faire ce calcul seulement sur la deuxième travée, car dans la première on a seulement le pourcentage minimum. Donc on utilise la courbe du moment du cas 3 qui nous a donné le moment maximal en cette travée.

$$\text{On a } Z_b = 0.9 \times 25 = 22.5\text{cm}$$

On divise la section d'acier en deux, donc chaque partie possède un moment résistant qui est le suivant :

$$4\text{HA14 (12.32cm}^2) \Rightarrow M_r = 12.32 \times 434.8 \times 22.5 \times 10^{-4} = 0.109\text{MN.m} = 109\text{KN.m}$$

Pour les aciers inférieurs de la première travée, on ne va pas faire d'arrêt de barre.

Pour les aciers supérieurs de l'appui B, pour l'arrêt des barres dans la première travée on utilise l'équation du troisième cas, qui donne le moment négatif le plus éloigné de l'appui. Et pour

connaître l'abscisse à laquelle on doit arrêter la deuxième partie des aciers, on cherche à déterminer x tel que $M_{(x)} = -109KN.m$

$$M_{(x)} = -34.02x^2 + 127.2x = -109KN.m \Rightarrow -34.02x^2 + 127.2x + 109 = 0 \text{ Donc}$$

$$x_1 = 2.4m$$

On retranche de l'abscisse x_1 et on l'ajoute sur l'abscisse Z_b donc on aura :

$$x_1 = 2.4 - 0.225 = 2.175m$$

Pour l'arrêt de ces barres sur la deuxième travée on utilise l'équation de moment du premier cas.

$$M_{(x)} = -48.2x^2 + 183.6x = -109KN.m \Rightarrow -48.2x^2 + 183.6x + 109 = 0 \text{ Donc}$$

$$x_2 = 0.7 \text{ ce qui donne } x_1 = 0.7 + 0.225 = 0.925m$$

Donc une partie des aciers supérieurs est sur toute la poutre et la deuxième commence de 2.175m de la première travée et finit en 0.925m de la longueur de la poutre de la deuxième travée.

Pour les aciers inférieurs de la deuxième travée, on utilise l'équation du deuxième cas pour le côté gauche et l'équation du troisième cas pour le côté droit. Et on cherche à déterminer x tel que $M_{(x)} = 109KN.m$

En gauche : $M_{(x)} = -34.02x^2 + 127.2x = 109KN.m \Rightarrow -34.02x^2 + 127.2x - 109 = 0$
Donc

$$x_3 = 2.25m \text{ ce qui donne } x_1 = 2.25 - 0.225 = 2m$$

En droite : $M_{(x)} = -48.2x^2 + 186x = 109 \Rightarrow -48.2x^2 + 186x - 109 = 0$

$$x_4 = 3.9m \text{ ce qui donne } x_4 = 3.9 + 0.225 = 4.15m$$

II.1.4 Calcul des aciers transversaux

Pour le calcul des aciers transversaux, on prend le cas 1 de chargement, où la série de poutres est totalement chargée, ce qui donne un max d'effort tranchant sur les appuis.

Pour la première travée :

$$V_{(x)} = -96.4x + 78.34 \text{ pour } x = 0, V = 78.34KN, \text{ et pour } x = 2.95, V = -206.04KN$$

Pour la deuxième travée : $V_{(x)} = 183.6 - 96.4x$ pour $x = 0, V = 183.6KN$ (Pour $x = 4.65$),

Tableau 4: Section d'aciers transversaux de la poutre continue

Efforts tranchants (Fed)	V(Rdmax)	V(Rd,c)	Nécessité d'AT	Acier transversale Asw/s (cm2/ml)	A final
0.0783	0.909	0.190	No	7.887	7.887
0.206	0.909	0.190	Oui	21.058	21.058
0.264	0.909	0.190	Oui	26.987	26.987
0.183	0.909	0.190	No	7.887	7.887

Esp max(cm)	16.88
Acier min (cm2/ml)	7.887

Il faut respecter l'espacement et le diamètre ci-contre :

Donc on choisit un cadre de diamètre $\phi = 8mm$ de section $S = 0.5mm^2$, et un espacement de 15cm. Le cadre qu'on va mettre est de 8 lignes, donc la section d'un cadre est de 4 mm². Avec un espacement de 14cm, on aura 8 cadres par mètre linéaire, donc

$$\frac{A_{sw}}{s} = 28.5cm^2/ml \text{ donc c'est verifier.}$$

Pour le premier espacement, c'est égale a St/2 donc on prend 7cm à côté de l'appui. Par suite et d'après la méthode de Caquot, comme St0=14cm alors on complète par la série ci-contre et chaque espacement est répétée n fois, avec n le nombre de mètres dans la demi-porte. On prend n=2 pour la première travée et n=3 pour la deuxième. Et enfin on aura le plan de ferrailage complet de la poutre ci-dessous :

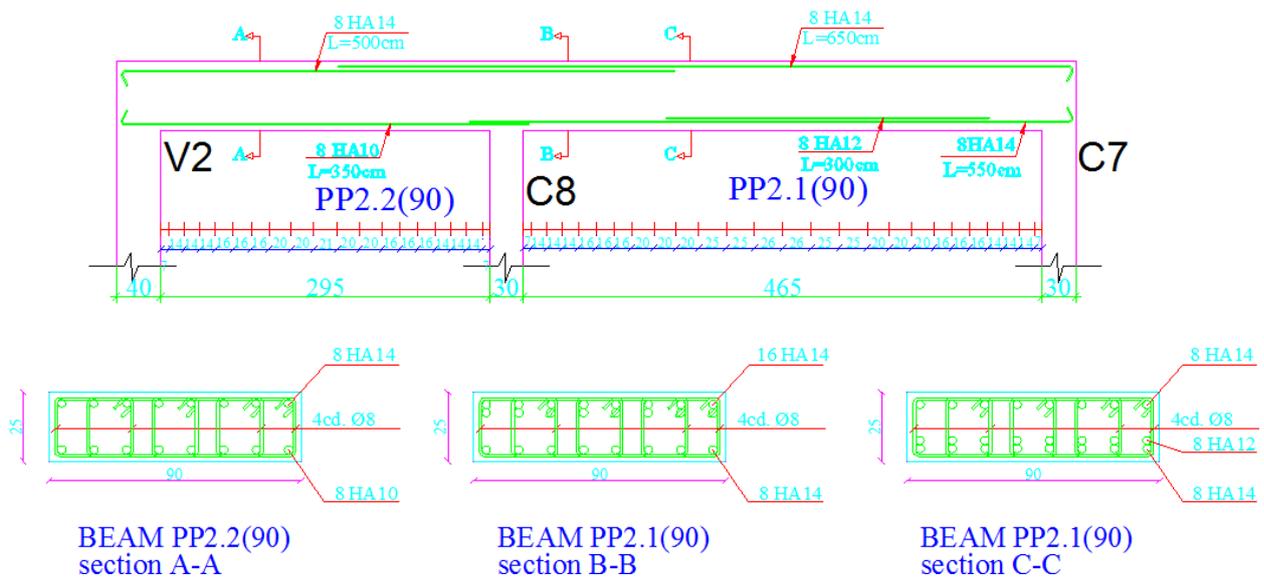


Figure 13: Plan de ferrailage de la poutre continue

II.1.5 Calcul des quantités pour l'implantation de ce type de plancher (en vue d'avoir le prix nécessaire)

Le calcul des aciers est effectué par le calcul du ratio². Dans le plancher nervuré, la distribution des aciers est très variée entre la région des nervures et celle des poutres. Pour cette condition, et pour être plus précis, il faut détailler notre travail sur deux régions, celle des planchers et celle des poutres.

Calcul des matériaux dans les planchers:

La somme totale des surfaces : $\sum_1^{16} S_p = 182m^2$ (on a 16 planchers dans notre dalle).

Dans $1m^2$ de plancher on a 10 hourdis $\Rightarrow N_{HRD} = 182 \times 10 = 1820$ Hourdis à chaque étage.

Calcul de la masse d'acier dans la nervure : on prend l'exemple de la nervure calculée plus haut (du plancher P3) où nous avons une nervure de longueur 480cm.

Le poids des chaque section d'acier et les longueurs disponibles dans le marché sont cités dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5: Poids des sections d'aciers et longueurs disponibles

Armature φ (mm)	Section (cm ²)	Poids (Kg/ml)	Longueur disponible (m)
6	0.28	0.222	5_6
8	0.5	0.395	5_6
10	0.78	0.616	4_4.5_5_5.5_6_6.5_7_12
12	1.13	0.888	4_4.5_5_5.5_6_6.5_7_12
14	1.54	1.21	4_4.5_5_5.5_6_6.5_7_12
16	2.81	1.58	4_4.5_5_5.5_6_6.5_7_12
20	3.14	2.47	4_4.5_5_5.5_6_6.5_7_12
25	4.91	3.85	4_4.5_5_5.5_6_6.5_7_12
32	8.04	6.31	4_4.5_5_5.5_6_6.5_7_12

Avec un enrobage de 2.5 cm, on aura une longueur totale pour chaque cadre qui est la suivante:

$$20 \times 2 + 10 \times 2 + 5 \times 2 = 70cm.$$

Pour les aciers longitudinaux on a une longueur de 480cm qui doit être ancrée des deux cotées dans les poutres, donc leur longueur est égale de 650cm. Donc au total, notre

² Masse d'acier dans 1 m³ de béton.

nervure comprend: 32 cadre $\phi 6$ + 2 \times HA12 de 650cm + 2 \times HA14 de 650cm alors la masse totale d'acier dans une nervure est égale à : $32 \times 0.7 \times 0.222 + 2 \times 6.5 \times 1.13 + 2 \times 6.5 \times 1.21 = 30.8kg$.

Dans notre plancher étudié, on a 7 nervures, alors la masse demandée est de :

$$30.8 \times 7 = 215.6Kg$$

Aussi on a les aciers $\phi 6$ mis dans les deux directions sur la surface du plancher :

Suivant la direction de x (L=480cm) on a un espacement de 20cm, donc on a 24 $\phi 6$ de longueur 5,5m.

Suivant la direction de y (L=420cm) on a un espacement de 57cm, donc on a 8 $\phi 6$ de longueur 5 m.

Alors la masse de cette partie est de : $24 \times 5.5 \times 0.222 + 8 \times 5 \times 0.222 = 37.84Kg$

Ainsi on aura comme masse d'acier par mètre carré :

$$\frac{215.6 + 37.84}{4.8 \times 4.2} = 12.6 Kg/m^2$$

Alors la somme totale des aciers qu'il faut utiliser dans tous les planchers devient:

$$M_{acier} = 182 \times 12.6 = 2.3T$$

Calcul du volume du béton à utiliser :

Le volume du béton dans les planchers est calculé suivant le concept ci-dessous :

$$\begin{aligned} & \text{Volume des planchers} - \text{volume des Hourdis.} \\ & = 182 \times 0.25 - \frac{0.18 \times (0.42 + 0.38)}{2} \times 0.20 \times 1820 = 19.3m^3 \end{aligned}$$

II.2 POUR L'EXEMPLE DE DALLE PLEINE

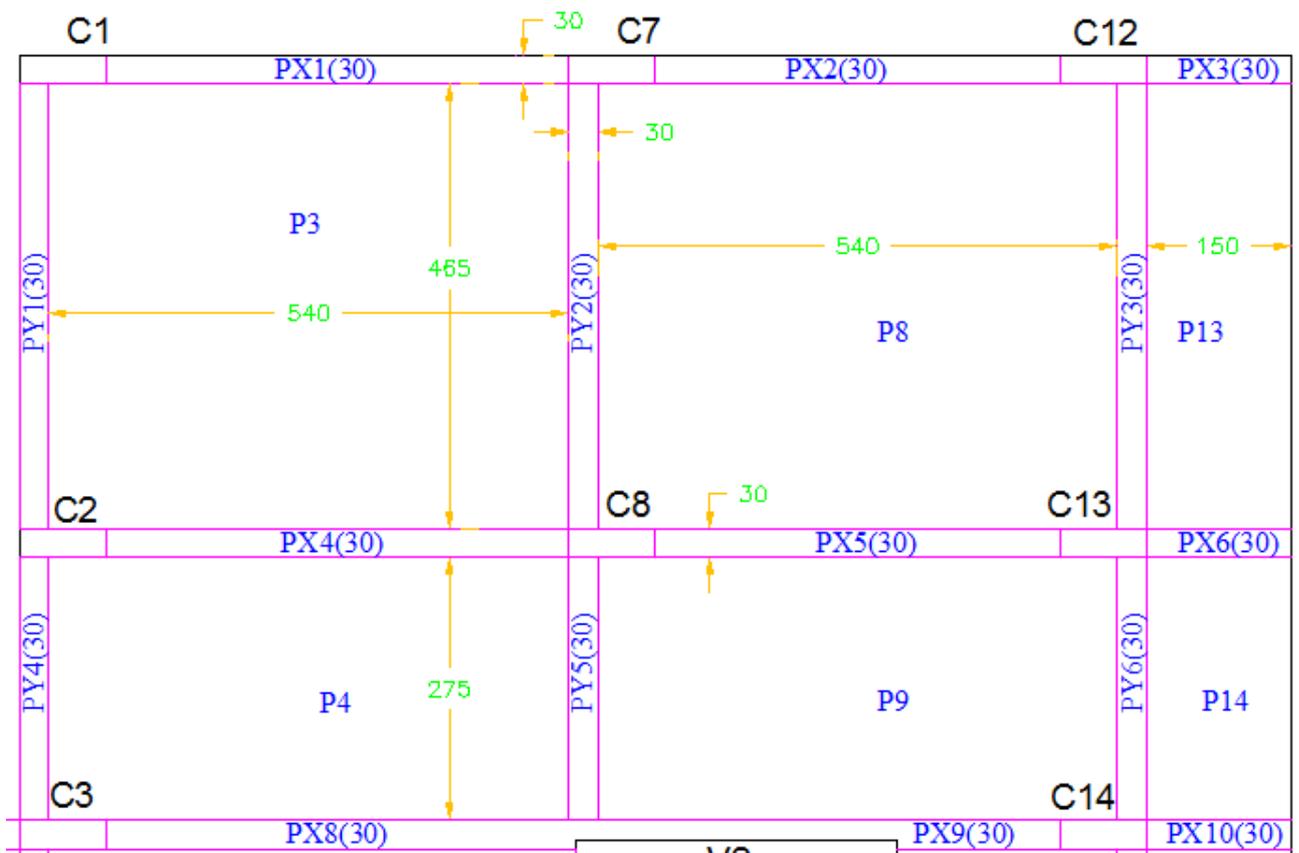


Figure 14: La dalle pleine avec les dimensions de notre exemple

Le sens de la portée de cette dalle : $\alpha_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.65}{5.48} = 0.85$ et $\alpha_2 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.75}{5.40} = 0.5 > 0.4$

donc cette dalle porte dans les deux sens. L'épaisseur minimale pour cette dalle continue est:

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} = \frac{5.48}{40} = 13.7\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } h_0 = 15\text{cm}.$$

II.2.1 Calcul des charges et des moments de flexion

- ✓ Poids propre de la dalle : $pp = 0.15 \times 2500 = 375\text{daN/m}^2$.
- ✓ La charge permanente: $p = 1.35 (200 + 150 + 170 + 375) = 1208.2\text{DaN/m}^2 = 12.1\text{KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation: $q = 1.5 (350) = 525\text{DaN/m}^2 = 5.25\text{KN/m}^2$
- ✓ Charge totale : $P_u = 12.1 + 5.25 = 17.35\text{KN/m}^2$

Donc sur un mètre linéaire de dalle, on a une charge de 17.35KN/ml.

Calcul du moment de flexion ELU pour $\alpha_1 = 0.85$:

$$\mu_1 = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times 0.85^3)} = 0.05$$

$$\mu_2 = \alpha^3 \cdot (1.9 - 0.9\alpha) = 0.85^3 \cdot (1.9 - 0.9 \times 0.85) = 0.7$$

On a bien $\mu_y > \mu_x$.

$$M_1 = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.05 \times 17.35 \times 4.65^2 = 18.75 \text{KN.m.}$$

$M_2 = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.7 \times 18.75 = 13.1 \text{KN.m.}$ Et puisque $M_{0y} > \frac{M_{0x}}{4} = 6.3 \text{KN.m}$ la valeur de M_{0y} est acceptable.

Calcul du moment de flexion ELU pour $\alpha_2 = 0.5$:

$$\mu_3 = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times 0.5^3)} = 0.1$$

$$\mu_4 = \alpha^3 \cdot (1.9 - 0.9\alpha) = 0.5^3 \cdot (1.9 - 0.9 \times 0.5) = 0.18$$

On a bien $\mu_y > \mu_x$.

$$M_3 = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.1 \times 17.35 \times 2.75^2 = 13.12 \text{KN.m.}$$

$M_4 = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.18 \times 13.12 = 2.3 \text{KN.m.}$ Et puisque $M_{0y} < \frac{M_{0x}}{4} = 3.3 \text{KN.m}$ Donc on prend la valeur de $M_{0y} = 3.3 \text{KN.m.}$

Pour le moment créé par la partie en porte-à-faux : $M = -\frac{17.35 \times 1.5^2}{2} = 19.5 \text{KN.m}$

Donc on aura les trois cas, et la distribution suivante des moments suivant la figure ci-dessous:

II.2.2 Calcul des armatures

Tableau 6: Sections nécessaires d'armatures dans la dalle

	Moment	Moment(MN.m)	Moment réduit (μ)	Calcul de (α)	Bras de levier (m)	Sections d'armature (cm ²)	%min (cm ²)	Section finale
Cas 1	Mt (-) sur appuie	0.00393	0.01	0.02	0.13	0.674	1.490	1.490
		0.00655	0.02	0.03	0.13	1.128	1.490	1.490
		0.0195	0.06	0.08	0.13	3.434	1.490	3.434
	Mt (+) dans la travée	0.011	0.04	0.05	0.13	1.909	1.490	1.909
Cas 2	Mt (-) sur appuie	0.00099	0.00	0.00	0.13	0.169	1.490	1.490
		0.00165	0.01	0.01	0.13	0.282	1.490	1.490
		0.0195	0.06	0.08	0.13	3.434	1.490	3.434
	Mt (+) dans la travée	0.0028	0.01	0.01	0.13	0.479	1.490	1.490
Cas 3	Mt (-) sur appuie	0.00562	0.02	0.02	0.13	0.966	1.490	1.490
		0.00937	0.03	0.04	0.13	1.621	1.490	1.621
		0.0041	0.01	0.02	0.13	0.703	1.490	1.490
	Mt (+) dans la travée	0.016	0.05	0.07	0.13	2.800	1.490	2.800
		0.0116	0.04	0.05	0.13	2.015	1.490	2.015

Donc on aura deux sections d'acier théorique :

- ✓ 3.434cm² en appui.
- ✓ cm² en travée.

On met en disposition HA10 à 20cm dans les deux directions en haut et en bas. Alors la section qui sera mise en place dans toutes les directions est de 3.9cm².

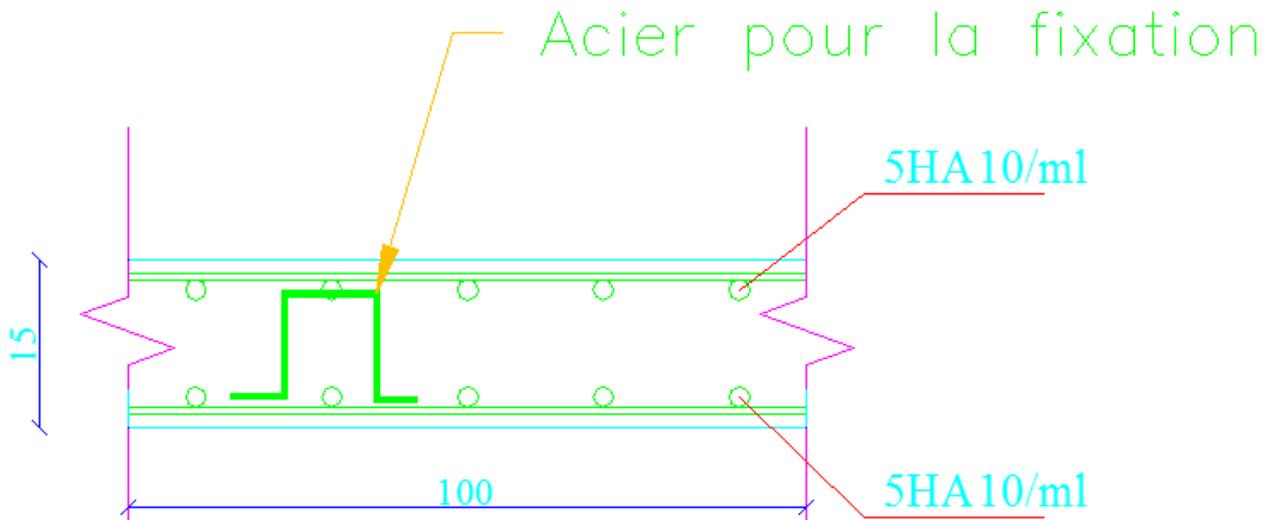


Figure 16: Ferrailage typique de la dalle pleine pour notre exemple

II.3 POUR L'EXEMPLE DU PLANCHER DALLE

Pour faire notre calcul on choisit les panneaux (P2, P6, P11, P16, P7, P12) dont les dimensions sont données dans la figure ci-dessous :

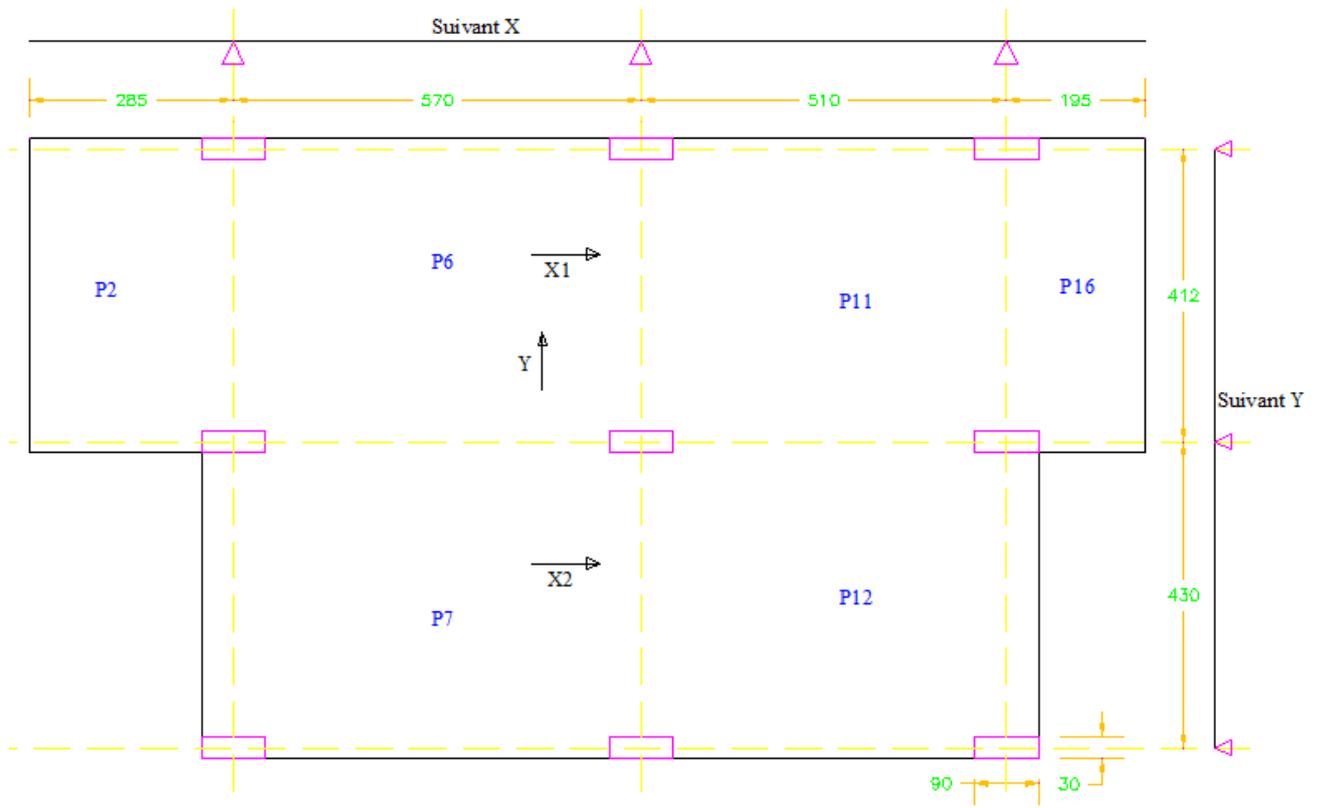


Figure 17: Dimensions du plancher dalle s'il est appliqué à une partie de notre exemple

On pose l'épaisseur de cette dalle $h=20\text{cm}$, et les charges appliquées à ce plancher sont :

- ✓ Poids propre de la dalle : $pp = 0.2 \times 2500 = 500\text{daN/m}^2$.
- ✓ La charge permanente: $p = 1.35 (200 + 150 + 170 + 500) = 1377\text{DaN/m}^2 = 13.77\text{KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation: $q = 1.5 (350) = 525\text{DaN/m}^2 = 5.25\text{KN/m}^2$
- ⇒ La charge totale est égale à : $P_u = 19\text{KN/m}^2$.

On a $Q < \frac{2}{3}G$ et avec deux travées au minimum dans les deux directions, alors on peut appliquer notre méthode.

II.3.1 Vérification au poinçonnement

Dans ce type de planchers, il faut faire la vérification au poinçonnement au niveau des colonnes. Pour vérifier cela et éviter de mettre des armatures à l'effort tranchant, on doit respecter l'inégalité suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{tel que :}$$

- Q_u : Charge concentrée ultime. On va considérer le poteau C10 (qui est un poteau central de la partie étudiée), qui possède la surface d'influence la plus grande ($S=22.8\text{m}^2$). Alors,

$$Q_u = 22.8 \times 19 = 433.2\text{KN} = 0.433\text{MN}.$$

- u_c : périmètre du contour = $2(a + h) + 2(b + h) = 2(0.3 + 0.2) + 2(0.9 + 0.2) = 3.2\text{m}$, a et b étant les dimensions du poteau qui poinçonne.
 - h : hauteur de la dalle du béton demandé pour empêcher l'utilisation des aciers transversaux.
- ⇒ Alors il faut que : $h > \frac{0.433 \times 1.5}{0.045 \times 3.2 \times 30} = 0.15\text{m}$. Comme h est considérée égale à 20cm pour le calcul des charges, alors c'est vérifié.

II.3.2 Calcul des sollicitations

On considère chaque file de panneaux limités par deux axes de poteaux comme étant une poutre continue sur appui simple, et on détermine les moments de flexions par la méthode forfaitaire en prenant en compte la portée entre axes des poteaux.

Dans notre exemple deux cas sont possibles :

- ⇒ Le premier cas, suivant x, on $a > 2h$, $90 > 40$.
- ⇒ Le deuxième cas, suivant y, on $a < 2h$, $30 < 40$.

Alors on aura les distributions ci-dessous :

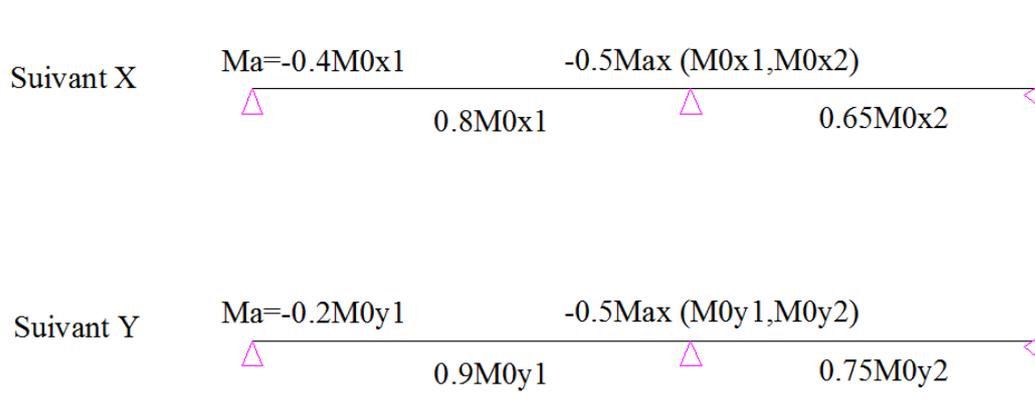


Figure 18: Distribution des moments sur un plancher dalle donnée par le code

Donc on aura les moments suivants:



Figure 19: Valeurs des moments sur les travées par la méthode forfaitaire

II.3.3 Répartitions des moments entre les bandes

La répartition des moments, est suivant des coefficients donnés par le code, et présenter dans le schéma ci-dessous :

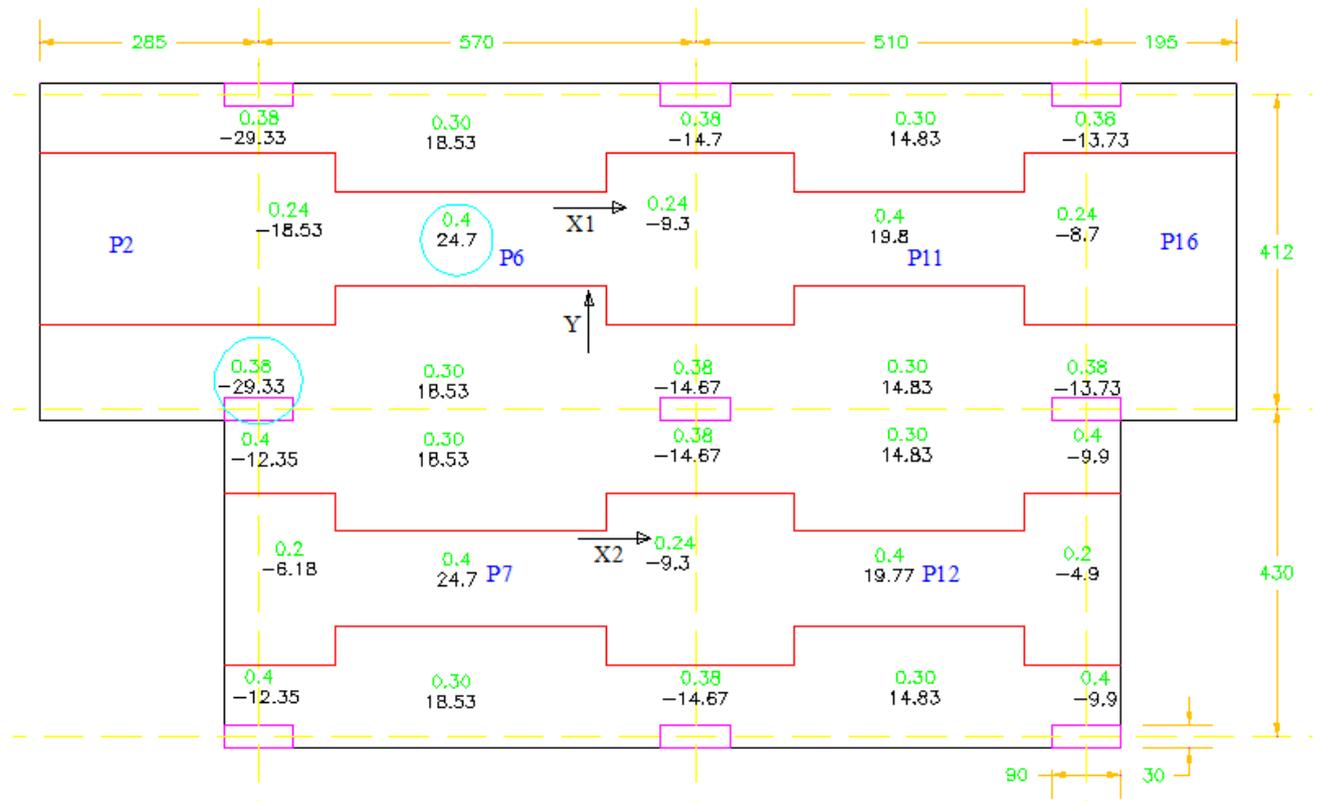


Figure 20: Répartitions des moments sur un plancher dalle suivant x

Après le calcul de toutes les valeurs de moments suivant x, on choisit les plus grandes valeurs ci-dessous :

- ⇒ La première valeur: $M_{x+}=24.7$ KN.m, qui est la plus grande valeur de moment positif destinée au calcul des aciers inférieurs suivant x.
- ⇒ La deuxième valeur: $M_{x-}=-29.33$ m, qui est la plus grande valeur de moment négatif destinée au calcul des aciers supérieurs suivant x.

Maintenant le même travail est répété pour la direction suivant y :

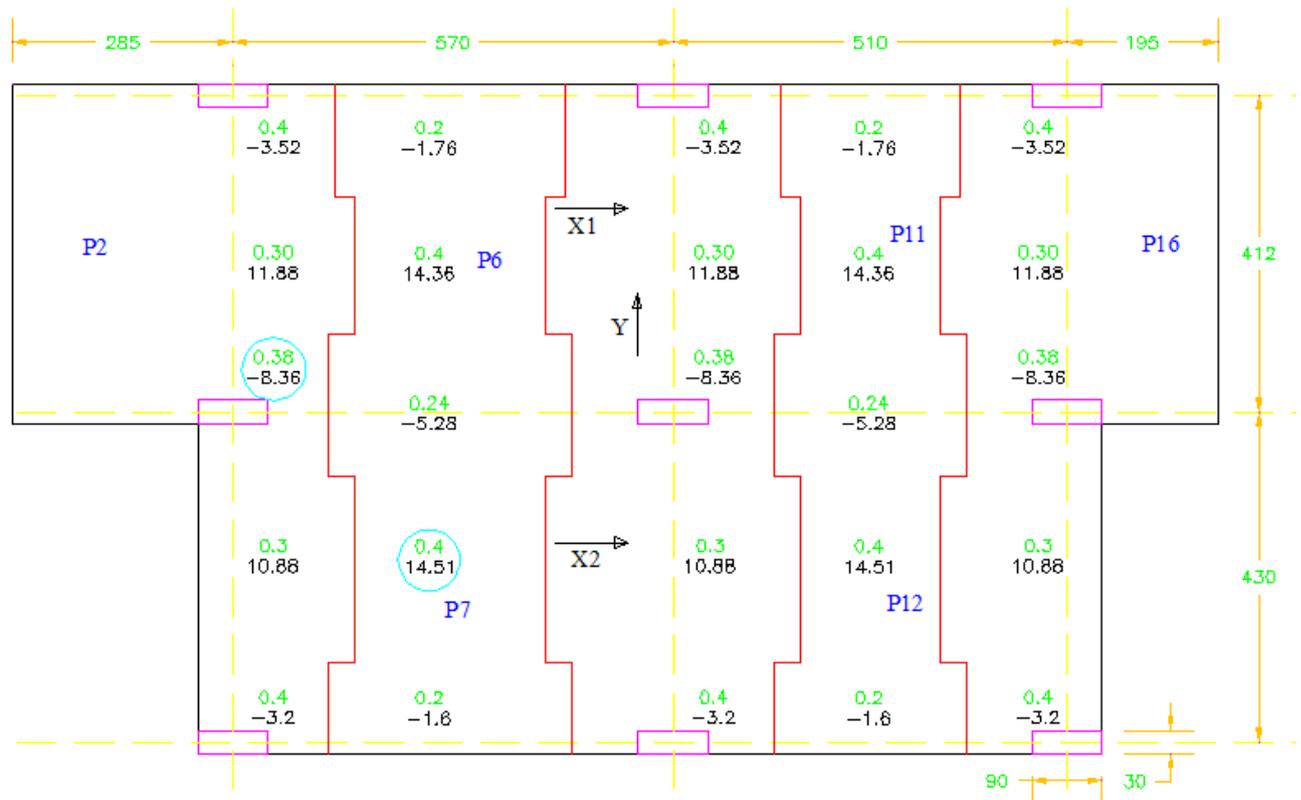


Figure 21: Répartitions des moments sur un plancher dalle suivant y

Après le calcul de toutes les valeurs de moments suivant y, on choisit les plus grandes valeurs ci-dessous :

- ⇒ La première valeur: $M_{y+}=14.51\text{KN.m}$, qui est la plus grande valeur de moment positive destinée au calcul des aciers inférieurs suivant y.
- ⇒ La deuxième valeur: $M_{y-}=-8.36\text{KN.m}$, qui est la plus grande valeur de moment négative destinée au calcul des aciers supérieurs suivant y.

Ces moments déterminés sont repartis sur des bandes. Chaque panneau est divisé en une bande centrale et deux demi-bandes latérales dont la largeur vaut :

$$l'_{ya} = 1.5 \left(\frac{b}{2} + h \right)$$

$$l'_{yt} = l'_{ya} + \frac{l_x}{10}$$

Avec :

1. l'_{ya} et $l'_{yt} < \frac{l_y}{4}$ si $l_x < 2l_y$.
2. l'_{ya} et $l'_{yt} > 0.3.l_y$ si $l_x > 2l_y$.

Suivant x : les moments maximaux sont dans le plancher P6, qui est de dimension :

$$l_x = 5.7m \text{ et } l_y = 4.12m$$

Sur appui : $l'_{ya} = 1.5 \left(\frac{0.3}{2} + 0.2 \right) = 0.525m$ alors la bande centrale est égale à:

$$l'_{yac} = 4.12 - 2 \times 0.525 = 3.07m$$

En travée : $l'_{yt} = 0.525 + \frac{5.7}{10} = 1.095$. alors la bande centrale est égale à:

$$l'_{ytc} = 4.12 - 2 \times 1.095 = 1.93m$$

Donc on aura les valeurs des moments suivants :

$$\text{Sur appui : } M = \frac{-29.33}{0.525} = -55.86KN.m$$

$$\text{Sur travée : } M = \frac{24.7}{1.93} = 12.8KN.m$$

Suivant y : les moments maximaux sont dans le plancher P7, qui est de dimensions :

$$l_x = 5.7m \text{ et } l_y = 4.3m$$

Sur appui : $l'_{xa} = 1.5 \left(\frac{0.9}{2} + 0.2 \right) = 0.975m$ alors la bande centrale est égale à:

$$l'_{xac} = 5.7 - 2 \times 0.975 = 3.75m$$

En travée : $l'_{xt} = 0.975 + \frac{4.3}{10} = 1.405$. alors la bande centrale est égale à:

$$l'_{ytc} = 5.7 - 2 \times 1.405 = 2.89m$$

Donc on aura les valeurs des moments suivants:

$$\Rightarrow \text{Sur appui : } M = \frac{-8.36}{0.975} = -8.6KN.m$$

$$\Rightarrow \text{Sur travée : } M = \frac{14.51}{2.89} = 5.02KN.m$$

Tableau 7: Section théorique d'acier dans le plancher dalle

Moment	Moments	Moment(MN.m)	Moment réduit (μ)	Calcul de (α)	Bras de levier (m)	Sections d'armature (cm ²)	%min (cm ²)	Section finale
Mt (-) sur appuie	Mx(-)	0.0558	0.10	0.13	0.17	7.533	1.987	7.533
	My(-)	0.0086	0.02	0.02	0.18	1.108	1.987	1.987
Mt (+) dans la travée	Mx(+)	0.0128	0.02	0.03	0.18	1.655	1.987	1.987
	My(+)	0.005	0.01	0.01	0.18	0.642	1.987	1.987

On dispose donc HA14 a 20 cm d'espacement en chapeaux des appuis suivant la direction x, donc 7.7 cm². Et 5HA10 par mètre dans les autres directions: sur appui suivant y, et sur travée suivant x et y, donc 3.5cm². Alors on aura l'implantation des aciers ci-dessous :

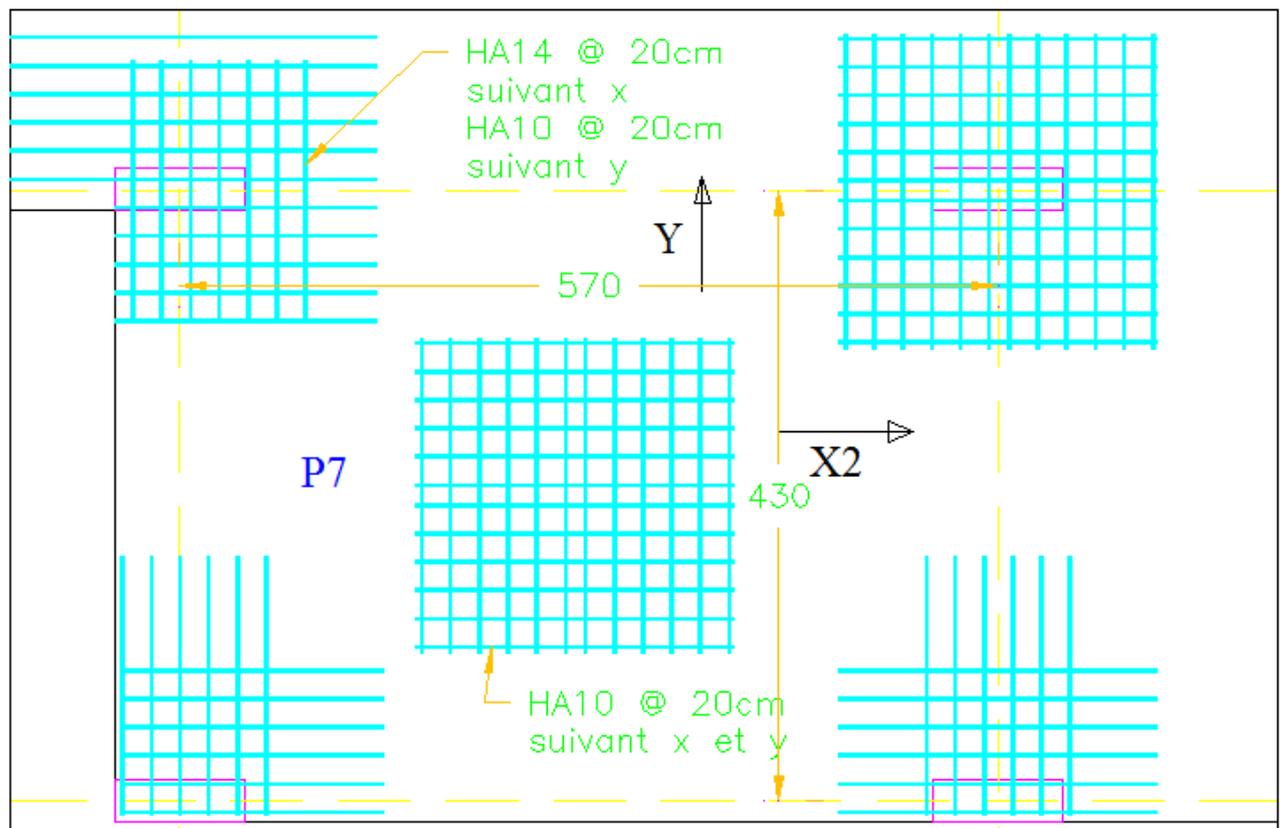


Figure 22: Ferrailage du plancher dalle

III Exemple des différentes fixations du pylône sur la dalle

III.1 POUR L'EXEMPLE DE LA FIXATION DIRECTE

Les charges ci-dessous sont créées à la base du pylône :

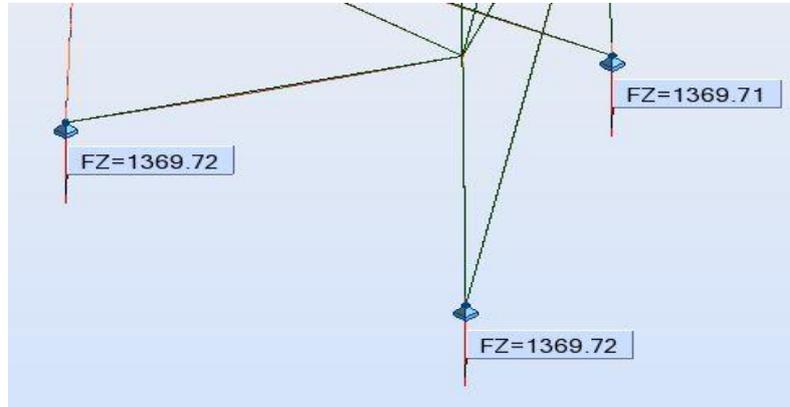


Figure 23: Charges dues au poids propre seul créé par le pylône

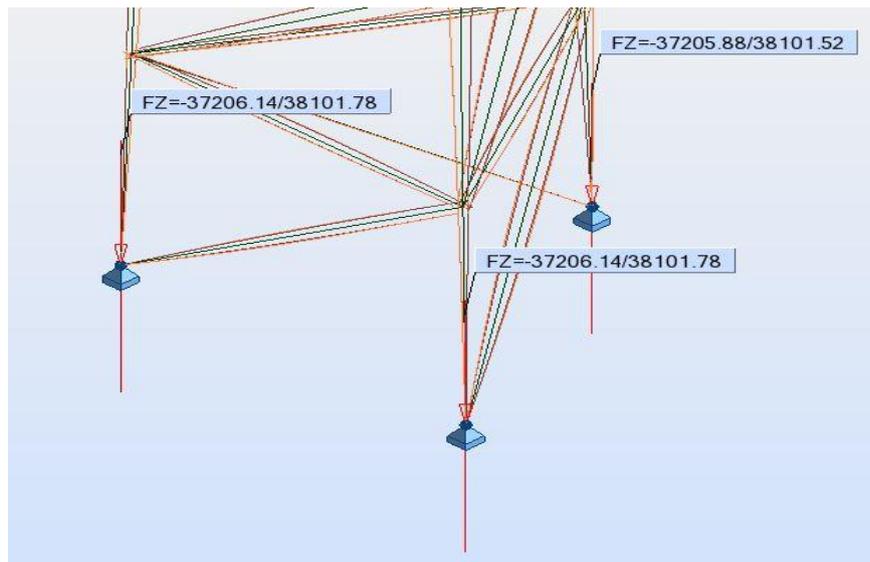


Figure 24: Charges dues au vent dans toutes les directions appliquées sur le pylône

Pour l'analyse des changements de pressions qui se créent dans cette dalle, il faut mettre ce modèle avec la dalle dans le logiciel et analyser les changements de la dalle dans la zone des appuis.

III.2 POUR L'EXEMPLE DE LA FIXATION A L'INTERMEDIAIRE DES POUTRES HEA

Pour homogénéiser l'implantation, on considère que toutes les poutres HEA sont identiques. Et d'après le calcul fait par le logiciel, il nous donne que la poutre critique est la poutre HEA2, qui est sollicitée par une charge concentrée s'appliquant au milieu de la poutre. Les valeurs des charges appliquées sont les suivantes :

La combinaison des charges citées suivant l'état limite de service :

$$P_{ELS} = 1.369 + 38.1 = 39.47T = 394.7KN$$

La combinaison associée à cet état d'action a la formule :

$$1.35G + \gamma_{Q,i}\psi_{0i}Q_{K,i} \text{ dans notre cas : } \gamma_{Q,i} = 0.7, \text{ et } \psi_{0i} = 1.53$$

Alors la charge totale sera égale à :

$$P_{ELU} = 1.35 \times 1.369 + 0.7 \times 1.5 \times 38.1 = 41.84T = 418.4KN$$

Le moment sera égal à : $M_{Ed} = 41.84 \times 1.9 = 79.5T.m = 795KN.m$.

Pour le cas où la charge du vent et le poids propre sont dans la même direction, on aura les sollicitations maximales, mais pas de risque de déversement, car la lame supérieure de la poutre est soutenue latéralement par le pylône. Alors on prend le cas de charge où le vent est ascendant et on aura un risque de déversement sur la lame inférieure.

$$P_{ELS} = -1.369 + 37.2 = 35.83T = 358.3KN$$

Alors la charge totale sera égale à :

$$P_{ELU} = -1.35 \times 1.369 + 0.7 \times 1.5 \times 37.2 = 37.21T = 372.1KN$$

Le moment sera égal à : $M_{Ed} = 37.21 \times 1.9 = 70.7T.m = 707KN.m$

³ Eurocode 0 : Combinaison des charges.

III.2.1 Dimensionnement de la poutre HEA

Dimensionnement suivant le paramètre de la flèche admissible :

$\delta_{\max} = 15 < \frac{P_{ELS}L^3}{48EI} = \frac{358.3 \times 10^3 \times 3.8^3 \times 10^9}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times I} \Rightarrow I > 13003 \times 10^4 \text{ mm}^4$ Alors on prend HEA 300 qui a une inertie $18260 \times 10^4 \text{ mm}^4$.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{Ed} = \frac{P_{ELU}}{2} = \frac{372.1}{2} = 186.05 \text{ KN} .$$

Il faut vérifier que $V_{Ed} \leq \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{37.28 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3}} = 505.8 \text{ KN}$. donc c'est vérifié.

Vérification de la résistance flexionnelle :

Le moment résistant de calcul de la poutre HEA300 (de classe 1 en flexion) est égal à :

$W_{pl,y} = 1383 \times 10^3 \text{ mm}^3 \Rightarrow M_{pl,y} = \frac{1383 \times 10^3 \times 235}{1} = 325 \text{ KN.m} < \frac{M_{Ed}}{2}$ alors il faut bien augmenter la section prenons HEA600.

$W_{pl,y} = 5350 \times 10^3 \text{ mm}^3 \Rightarrow M_{pl,y} = \frac{5350 \times 10^3 \times 235}{1} = 1257 \text{ KN.m} < M_{Ed} = 707 \text{ KN.m}$

Alors cette section est acceptable.

Vérification vis-à-vis du déversement :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Le moment résistant de calcul au déversement est :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

- $\chi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)) + \bar{\lambda}_{LT}^2$
- $\alpha_{LT} = 0.4 - 0.2 \frac{b}{h} \bar{\lambda}_{LT}^2 \geq 0$ tel que $\bar{\lambda}_{LT} = 0.2 + 0.1 \frac{b}{h} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.2 + 0.1 \frac{300}{590} = 0.25$
- alors $\alpha_{LT} = 0.23$.

Tel que : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI}{(K_z L)^2} \left[\left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L)^2}{\pi^2 EI} + (C_2 Z_g)^2 \right]^{0.5} - (C_2 Z_g) \right]$$

- $k_w = 0.86$ la poutre est simplement appuyée avec une charge concentrée au milieu.
 - $k_z = 1$ absence d'encastrement.
 - $I_z = 11270 \times 10^4 \text{mm}^4$ le moment d'inertie de flexion de la section autour de son axe faible.
 - $I_t = 397.8 \times 10^4 \text{mm}^4$ Le moment d'inertie de torsion.
 - $I_w = 8978 \times 10^9 \text{mm}^6$ le moment d'inertie de gauchissement de la section.
 - $C_1 = 1.35$ $C_2 = 0.59$ car on a chargement concentré et appui simple.
 - $Z_g = \frac{590}{2} = -295$ la distance, positive pour les charges agissant vers le centre de cisaillement depuis leur point d'application, et négative dans le cas contraire, entre le niveau d'application du chargement et le centre de cisaillement de la section (ici le centre de gravité).
 - $E=210000\text{N/mm}^2$: module de Young pour l'acier.
 - $G=81000\text{ N/mm}^2$: module de cisaillement pour acier.
 - $LD=3800\text{mm}$: longueur de déversement de la barre (ou de torsion).
- $$\Rightarrow M_{cr} = \frac{1.35 \pi^2 \times 2,1 \times 11270 \times 10^9}{(1 \times 3800)^2} \left[\left[\left(\frac{1}{0.86} \right) \frac{8978 \times 10^9}{11270 \times 10^4} + \frac{(3800)^2}{\pi^2 \times 2,1 \times 11270 \times 10^9} + (0.59 \times 259)^2 \right]^{0.5} - (0.59 \times 259) \right] = 2354 \times 10^6 \text{N. mm} = 2354 \text{KN. m.}$$

$$\text{Alors : } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{5350 \times 10^3 \times 360}{2354 \times 10^6}} = 0.53$$

Le moment résistant de calcul au déversement se détermine alors comme suit:

$$\chi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0.23(0.53 - 0.2) + \overline{0.53^2} \right] = 0.68$$

$$M_{b,Rd} = 0.68 \times 5350 \times 10^3 \times 235 / 1.10 = 777.3 \text{KNm} < M_{Ed} = 707 \text{KN. m}$$

Donc le risque de déversement est exclu.

Vérification vis-à-vis du voilement :

La résistance au voilement est donnée par l'équation ci-dessous

$$\frac{d}{t_w} > 69 \varepsilon \text{ tel que } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Avec :

$$d = 486 \text{mm}$$

$$t_w = 13mm$$

Donc :

$$\frac{486}{13} = 37 < 69$$

Comme conclusion, il faut prévoir des raidisseurs de l'âme (Stiffner) qui sont des plaques minces d'épaisseur 1cm dans les zones ci-dessous :

- Dans la zone surcomprimée par des efforts uniformes, c'est-à-dire, là où le pylône s'appuie.
- Dans les zones de cisaillement simple, c'est-à-dire à l'endroit d'assemblage des poutres, et à côté des appuis.

III.2.2 Assemblages pylône poutre

Tout d'abord l'assemblage entre le pylône et la poutre est fait par des boulons qui sont soumis aux sollicitations combinées de traction T et de cisaillement V.

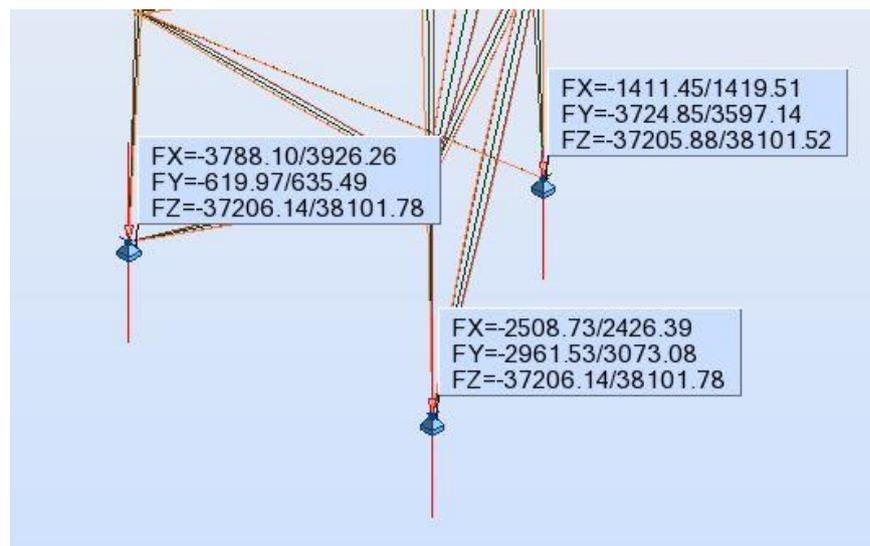


Figure 25: Efforts provenant du vent dans toutes les directions

Alors la force de traction maximale est :

$$F_z = -37206.14Kg = -372.0614KN \Rightarrow T = 0.7 \times 1.5 \times 372 = 390.6KN$$

Et la force de cisaillement maximal est :

$$F_x = 3926.26Kg = 39.26KN. \text{ et } F_y = 3724.8Kg = 37.24KN$$

$$F_{total} = \sqrt{92.2^2 + 37.2^2} = 54.11 \text{KN} \text{ Donc } V = 56.8 \text{KN.}$$

Les coefficients partiels de sécurité :

- ✓ Résistances des boulons au cisaillement: $\gamma_{Mb} = 1.25$.
- ✓ Résistances des boulons à la traction: $\gamma_{Mb} = 1.5$.

On considère l'emploi de boulons de classe 8.8 ($F_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ et $F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$), alors pour la résistance à la traction des boulons:

$$T = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s = \frac{T \cdot \gamma_{Mb}}{0.9 \cdot f_{ub}} = \frac{390600 \times 1.5}{0.9 \times 800} = 813.75 \text{mm}^2$$

Prenons 4 boulons de diamètre 20mm : $A_{S \text{ total}} = 4 \times 245 = 980 \text{mm}^2$

Cette section à une force résistante :

- ✓ À la traction égale : $F_T = 0.9 \times 800 \times \frac{980}{1.5} = 470.4 \text{KN}$
- ✓ Au cisaillement égal : $F_V = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_b}{\gamma_{Mb}} = 0.6 \times 800 \times \frac{980}{1.25} = 376 \text{KN}$

Avec $A_b = A$ l'aire de la section brute des boulons, car le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon.

Comme cet assemblage est sollicité simultanément au cisaillement et à la traction, les boulons doivent satisfaire les conditions si dessous :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1.4T} \leq 1$$

$$\frac{56.8}{376} + \frac{390.6}{1.4 \times 470.4} = 0.75 \leq 1$$

Alors la section est globalement vérifiée.

III.2.3 Assemblages Poutre poutre

Ensuite on étudie l'assemblage entre les deux poutres HEA, en considérant que ces nœuds sont des appuis simples. Alors ils seront soumis seulement à des efforts tranchants et les boulons seront dimensionnés au cisaillement.

Les forces provenant du poids propre:

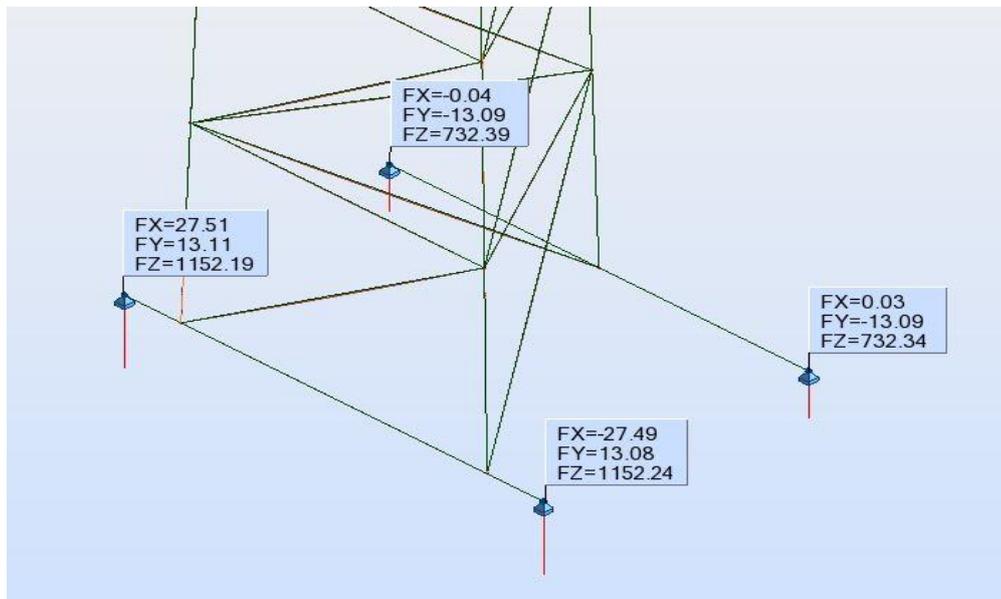


Figure 26: Effort tranchant sur les joints entre les poutres dues au poids propre

On prend deux valeurs : $F_x = 27.5Kg$ et $F_z = 1152.2Kg$

Qui ont une résultante égale à :

$$F_{total} = \sqrt{27.5^2 + 1152.2^2} = 1152.5DaN \text{ Donc } V_p = 11.5KN.$$

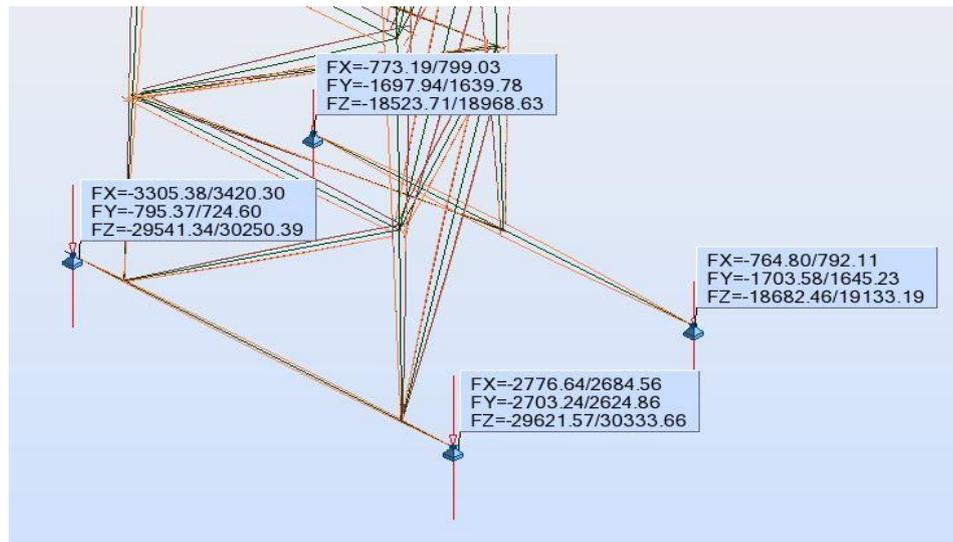
Les forces provenant du vent :

Figure 27: Effort tranchant sur les joints entre les poutres dues aux actions du vent

On prend deux valeurs : $F_x = 3420Kg = 34.2KN$ et $F_z = 30250Kg = 302.5KN$

Qui ont une résultante égale à :

$$F_{total} = \sqrt{34.2^2 + 302.5^2} = 304.4KN \text{ Donc } V_p = 304.4KN.$$

Donc : $V_u = 1.35 \times 11.5 + 0.7 \times 1.5 \times 304.4 = 335.1KN$

Les boulons sont cisailés donc il faut vérifier l'équation ci-dessous :

$$F_V = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_b}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_b = F_V \cdot \frac{\gamma_{Mb}}{0.6 \cdot f_{ub}} = 335.1 \times 10^3 \times \frac{1.25}{0.6 \times 800} = 872.4mm^2.$$

⇒ Prenons 4 boulons de diamètre 20mm, soit une section totale de $4 \times 245 = 980mm^2$.

III.2.4 Dimensionnement des plaques d'acier

Les plaques d'acier qui connectent les poutres entre-elles sont dimensionnées (calcul des épaisseurs nécessaires) suivant le paramètre de la pression diamétrale :

$$F_B = 2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow t \geq \frac{F_B \cdot \gamma_{Mb}}{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d}$$

où chaque terme a la valeur ci-dessous :

- ✓ F_B , c'est la force de cisaillement pris par un seul boulon donc: $F_B = \frac{335.1KN}{4} = 83.77KN$.
- ✓ $\gamma_{Mb} = 1.25$ pour le cisaillement.
- ✓ $f_u = 360$ MPa, c'est la résistance ultime à la traction pour une tôle S235.

✓ $d=20+2=22\text{mm}$, c'est le diamètre de trou nécessaire pour le boulon 20mm.

$$\checkmark \alpha = \min \begin{cases} e_1 \frac{1}{3.d_0} = \frac{149}{3 \times 20} = 2.4 \\ \frac{p_1}{3.d_0} - 0.25 = \frac{292}{3 \times 20} - 0.25 = 4.6 \Rightarrow \alpha = 1 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2.22 \\ 1 \end{cases}$$

On note que :

- e_1 est la distance entre le milieu du trou et bord de la tôle.
- P_1 est la distance entre les milieux des 2 trous.

Alors $t \geq \frac{83.88 \times 10^3 \times 1.25}{2.5 \times 1 \times 360 \times 22} \geq 5.3\text{mm}$. Prenons une épaisseur de tôle de 1cm.

III.2.5 Assemblage des plaques d'acier aux poutres HEA

Dans notre cas, les cordons sont latéraux, donc la formule fondamentale qui calcule l'épaisseur nécessaire a la forme ci-dessous⁴ :

$$a \cdot \sum l \geq B_w \cdot \gamma_w \cdot \frac{V_U \cdot \sqrt{3}}{f_u} \quad \text{où :}$$

$B_w \cdot \gamma_w = 1$ Donnée suivant la nuance d'acier de soudure, nous utilisons $f_y = 235$ MPa.

$$V_U = 335.1 \text{ KN.}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa.}$$

$l = 30 \times 4 = 1.2 \text{ m}$ qui est la distance de contact de la tôle avec les semelles des HEA.

$$\text{Donc } a \geq B_w \cdot \gamma_w \cdot \frac{V_U \cdot \sqrt{3}}{f_u \cdot l} = \frac{1 \times 334 \times 10^3 \times \sqrt{3}}{360 \times 1.2 \times 10^3} = 1.4 \text{ mm}$$

Nous adoptons $a=2\text{mm}$.

III.2.6 Assemblages poutre HEA poteaux béton

Les poutres HEA s'appuient sur des blocs de béton qu'on installe sur les poteaux et qui présentent une continuité avec ces derniers. Entre les blocs et les HEA, on prévoit des tôles d'acier de dimensions 30x40x1.5cm, ce qui assure un appui simple et horizontal. On divise les forces créées sur ces appuis en force provenant des poids propre et force du vent.

⁴ Annexe M à l'Eurocode 3.

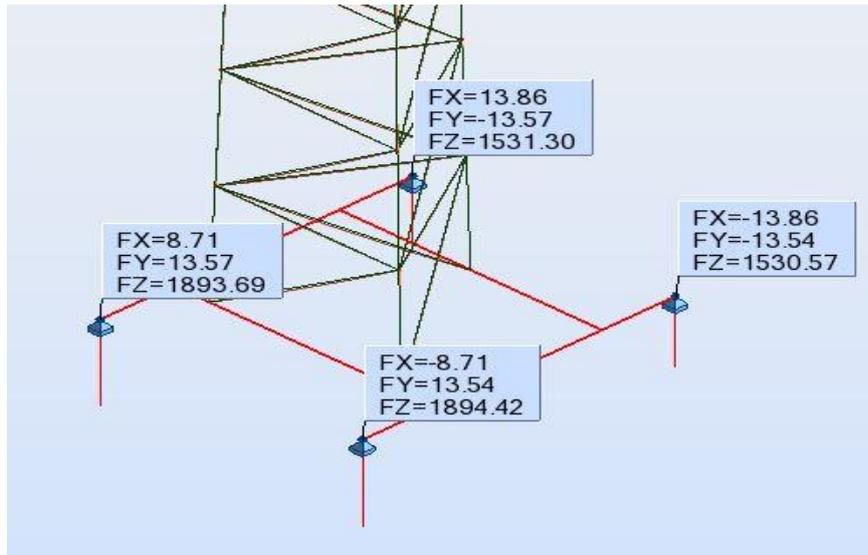


Figure 28: Effort tranchant sur les appuis dus au poids propre

On prend la valeur $F_z = 1894.42Kg = 18.9KN \Rightarrow T_{pp} = 1.35 \times 18.4 = 24.8KN$.

On néglige les forces horizontales par rapport aux forces provenant du vent.

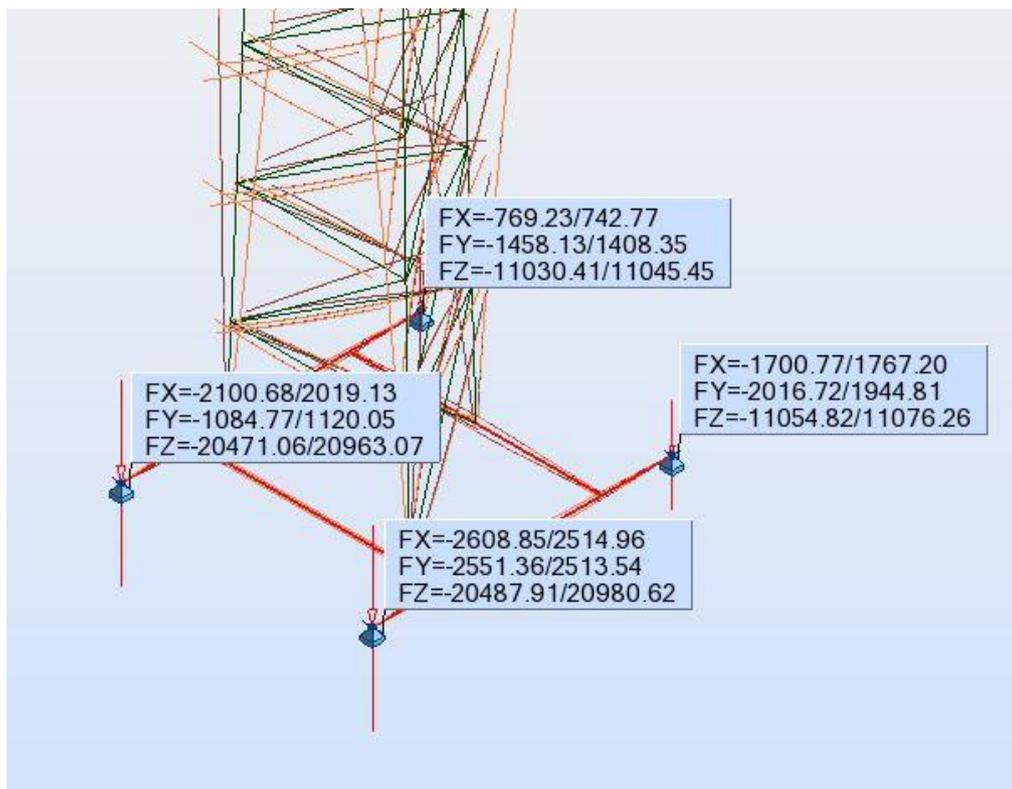


Figure 29: Effort tranchant sur les appuis dus au vent

Alors la force de traction maximale, utilisée pour le dimensionnement des boulons, est :

$$F_z = -20487.14Kg = -204.8KN \Rightarrow T_v = 0.7 \times 1.5 \times 372 = 215KN$$

$$T_t = 215 - 24.8 = 190KN$$

Et la compression maximale de dimensionnement des éléments porteurs est la suivante:

$$F_z = 20980Kg = 209.8KN \Rightarrow C = 0.7 \times 1.5 \times 209.8 = 219.5KN$$

$$C_t = 219.5 + 24.8 = 244KN$$

Et la force de cisaillement maximal est : $F_x=F_y=25.5KN$.

Alors : $V = 0.7 \times 1.5 \times \sqrt{2} \times 25.5KN. = 38KN$.

$$T = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s = \frac{T \cdot \gamma_{Mb}}{0.9 \cdot f_{ub}} = \frac{190 \times 10^3 \times 1.5}{0.9 \times 800} = 395.8mm^2$$

Prenons 4 boulons de diamètre 16mm : $A_{S\ total} = 4 \times 157 = 628mm^2$

Cette section a une force résistante :

- À la traction égale : $F_T = 0.9 \times 800 \times \frac{628}{1.5} = 301.4KN$
- Au cisaillement égale : $F_V = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_b}{\gamma_{Mb}} = 0.6 \times 800 \times \frac{565.2}{1.25} = 217KN > 38KN$

Les boulons sont vérifiés sous les forces de cisaillements.

Avec $A_b = 0.9 \times A = 0.9 \times 157 = 141.3mm^2 \Rightarrow A_t = 4 \times 141.3 = 565.2mm^2$ est l'aire de la section brute des boulons, car le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

Comme cet assemblage est sollicité simultanément au cisaillement et à la traction, les boulons doivent satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1.4T} \leq 1$$

$$\frac{38}{217} + \frac{190}{1.4 \times 301.4} = 0.63 \leq 1$$

Alors 4 boulons de 16mm suffisent pour la connexion des HEA dans les blocs de béton. Ces boulons utilisés sont des tiges qui servent à l'ancrage avec les blocs de béton. Le code nous donne les dimensions nécessaires pour cet ancrage par la figure ci-dessous :

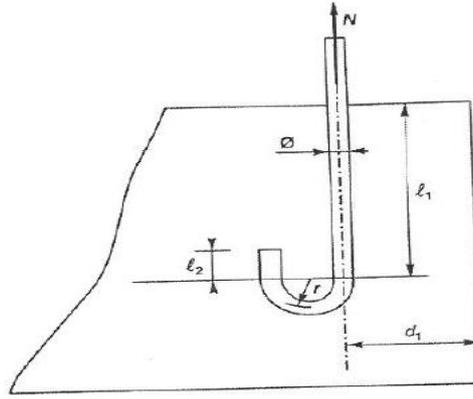


Figure 30: Dimensions nécessaires pour l'ancrage des boulons dans le béton

Ici les valeurs de l_1 , l_2 et r sont les suivantes :

$$l_1 = 20 \times \phi = 20 \times 16 = 32 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 2 \times \phi = 2 \times 16 = 3.2 \text{ cm.}$$

$r = 3 \times \phi = 3 \times 16 = 4.8 \text{ cm}$. Alors la longueur de la courbe est:

$$l_3 = \frac{2\pi \times r}{2} = \pi \times r = 3.14 \times 4.8 = 15 \text{ cm.}$$

Donc la longueur nécessaire pour l'ancrage sera :

$$l_t = \sum_1^3 l = 10 + 32 + 3.2 + 15 = 60 \text{ cm}$$

Vérification de l'ancrage : la hauteur nécessaire pour cet ancrage est de :

$$h_t = l_1 + r = 32 + 4.8 = 36.8 \text{ cm}$$

Donc on prend la hauteur du bloc $H=40 \text{ cm}$.

Vérifications des aciers d'attente provenant du poteau:

Les barres d'acier d'attente qui provient des colonnes de l'ouvrage et qui sert à la liaison entre ces colonnes et les blocs de béton sont sous charges de tractions. Alors on considère le dimensionnement d'un élément tirant. Les conditions d'équilibre statique nous donnent l'équation :

$$T = A \times f_{yd} \Rightarrow A = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{190 \times 10^3}{434.8} = 436.9 \text{ mm}^2 = 4.37 \text{ cm}^2$$

On a 10 HA14 dans les poteaux du dernier étage, donc : $A_c = 10 \times 1.54 = 15.4 \text{ cm}^2 > 4.37 \text{ cm}^2$.

Donc c'est vérifié, et les barres d'acier provenant des poteaux du dernier étage sont suffisantes pour prendre les efforts de traction créée par le pylône d'acier.

L'ancrage des barres d'acier est donné par la valeur forfaitaire égale à : $50 \times \phi = 50 \times 1.4 = 70cm$, choisie forfaitairement, des deux côtés donc, d'une part dans la colonne et d'autre part dans le bloc de béton.

Vérification de l'ancrage : $70cm > 40cm$

Donc le recouvrement droit est inacceptable.

On propose un recouvrement avec crochet à 90 degrés.

N.B. : Pour le ferrailage du bloc, on prévoit des cadres d'aciers HA10 à 15m et dans toutes les directions.

III.3 FIXATION A L'INTERMEDIAIRE DES POUTRES EN BETON

La hauteur nécessaire pour la poutre en béton :

Où les valeurs de l_1, l_2 et r sont les suivantes :

$$l_1 = 20 \times \phi = 20 \times 20 = 40cm.$$

$$l_2 = 2 \times \phi = 2 \times 20 = 4cm.$$

$r = 3 \times \phi = 3 \times 20 = 6cm$. Alors la longueur de la courbe est :

$$l_3 = \frac{2\pi \times r}{2} = \pi \times r = 3.14 \times 6 = 19cm.$$

Donc la longueur nécessaire pour l'ancrage sera :

$$l_t = \sum_1^3 l = 10 + 40 + 4 + 19 = 75cm$$

Vérification de l'ancrage : la hauteur nécessaire pour cet ancrage est de :

$$h_t = l_1 + r = 40 + 6 = 46cm \sim 50cm$$

Donc on prend la hauteur de la poutre $H=50cm$. Pour la largeur on prend une distance de 30m dus à la distance entre deux boulons opposés et avec un recouvrement de 5 cm pour ces tiges.

Cette poutre est de longueur $L = 3.8m$ encastree aux appuis et avec une force Fz appliquee au milieu :

$$Fz = -37206.14Kg = -372.0614KN$$

Cette force donne les sollicitations suivantes :

1. Efforts tranchants aux appuis: $F = \frac{Fz}{2} = 186KN$.
2. Moment negatif aux appuis : $M_a = \frac{Fz \times L}{4} = \frac{372 \times 3.8}{4} = 353.4KN.m$.
3. Moment positif au milieu de la travée : $M_t = \frac{Fz \times L}{4} = \frac{372 \times 3.8}{4} = 353.4KN.m$.

On aura le ferrailage ci-dessous :

Moment	Moment(MN.m)	Moment reduit (μ)	Calcul de (α)	Bras de levier (m)	Sections d'armature (cm ²)	%min (cm ²)	Section finale (cm ²)
Mt dans la travée	0.353	0.341805858	0.546894963	0.351558907	23.09335676	1.4904	23.09335676

Efforts tranchants (Fed)	V(Rdmax)	V(Rd,c)	Necessité d'AT	Acier transversale Asw/s (cm2/ml)	A final
0.186	0.54529	0.102	oui	0.001056254	2.62906828

Alors on prend pour les aciers longitudinaux 8T20 comme étant des aciers inférieurs au milieu et supérieurs aux appuis, et des cadres de T8 à 20 cm tout au long de la poutre comme elle est sollicitée par une charge ponctuelle appliquée au milieu de la poutre.

III.4 FIXATION PAR UN BLOC DE DALLE ISOLANTE

La hauteur nécessaire pour cette dalle est la même calculée pour la hauteur des poutres, alors $H=50\text{cm}$.

Le moment déstabilisant créé à la base est égal à la force d'enlèvement multiplié par le bras de levier :

$$M_{dést} = 372 \times 1.7 = 632 \text{KN.m.}$$

$$M_{st} = V_{dalle} \times \rho_{béton} \times \frac{a}{2} = \frac{a^3}{2} \times h \times \rho_{béton}$$

$$M_{st} \geq 1.5 \times M_{dést}$$

$$\text{Donc } a^3 \geq \frac{1.5 \times M_{dést}}{h \times \rho_{béton}} \Rightarrow a > \sqrt[3]{\frac{1.5 \times M_{dést}}{h \times \rho_{béton}}} = \sqrt[3]{\frac{1.5 \times 2 \times 632}{0.5 \times 25}} = 5.3 \text{m}$$

Cette valeur est grande, alors on augmente la hauteur H jusqu'à $H=1.2\text{m}$. Ce qui nous donne d'après le calcul une valeur de a :

$$a > \sqrt[3]{\frac{1.5 \times M_{dést}}{h \times \rho_{béton}}} = \sqrt[3]{\frac{1.5 \times 2 \times 632}{1.2 \times 25}} \sim 4 \text{m}$$

Vérification vis-à-vis de la translation :

Il faut vérifier que : $F_{st} \geq 1.5 \times F_{Dest}$

$F_{Dest} = 13489 \text{DaN} \Rightarrow F_{st} \geq 20233 \text{DaN}$ (déduit du modèle Robot)

$$F_{st} = R_y \cdot \mu$$

$R_y = P_{pyl}$ est le poids total, qui est égal au poids du pylône plus le poids de la dalle.

Le poids du pylône est déduit du modèle et est égal à : $P_{pyl} = 4107 \text{DaN}$.

Le poids de la dalle est égal à : $P_{Dalle} = 4 \times 4 \times 1.2 \times 2500 = 48000 \text{DaN}$.

$\mu = 0.75$ car une membrane en caoutchouc sera appliquée entre les deux dalles.

$$\Rightarrow F_{st} = (4107 + 48000) \times 0.75 = 39080 \text{DaN} > 20233 \text{DaN}.$$

\Rightarrow Donc c'est vérifié.

Alors la section de la dalle finale aura 4m de côté et 1.2m de hauteur.

IV Calcul des charges horizontales

IV.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS PROVENANT DU VENT

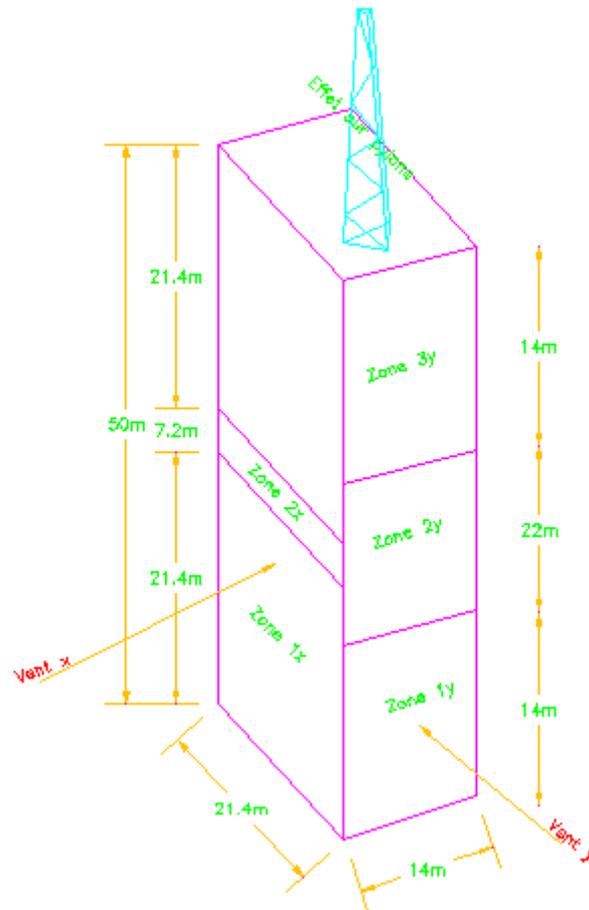


Figure 31: Division du bâtiment en zone de pression

La pression extérieure F_{we} est donnée par la formule ci-dessous :

$$F_{we} = C_s \cdot C_d \cdot q_p \cdot c_{pe} \cdot A_{ref}$$

Posons $C_s \cdot C_d = 1$

$$e = \min(b; 2h) = \min(21.4; 100) = 21.4m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{50}{14} = 3.6.$$

Calcul de q_p :

Région 3 donc $v_b = 26m/s$.

$$q_p = q_b \cdot C_{e(z)}$$

- $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1.225}{2} \times 26^2 = 414 Pa$
- $C_{e(z)} = C_0^1 C_r^2(z) \cdot [1 + 7 \cdot I_{v(z)}]$
- $I_{v(z)} = \frac{K_r}{C_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.25$
- $K_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,z}}\right) = 0.19 \left(\frac{1}{1}\right)^{0.07} = 0.19$
- $C_r(z) = 0.19 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \ln\left(\frac{50}{1}\right) = 0.74$
- $C_{e(z)} = 1 \times 0.74^2 \cdot [1 + 7 \times 0.25] = 0.95$
- $q_p = 0.95 \times 414 = 393.3 Pa = 0.393 KPa$

Alors la force extérieure sur chaque zone sera donnée par la formule :

$$F_{we} = 0.393 \cdot c_{pe} \cdot A_{ref}$$

C_{pe} est un coefficient qu'on appelle coefficient d'interpolation linéaire. Dans notre cas et dans les deux directions on a :

$$\frac{h}{d} > 0.25 \text{ donc } C_{pe} = 0.8.$$

Donc on aura les pressions ci-dessous :

Suivant x:

Pour la zone Z1x: $F_{we1x} = 0.393 \times 0.8 \times (21.4 \times 21.4) = 143.9 Kpa = 143.9 KN/m^2$.

On divise la zone Z2x en deux parties :

La première :

$$F_{we2x1} = 0.393 \times 0.8 \times (21.4 \times (21.4 + 3.6)) = 168.2 KN.$$

La deuxième:

$$F_{we2x2} = 0.393 \times 0.8 \times (21.4 \times (21.4 + 7.2)) = 192.4 KN.$$

Pour la zone Z3x: $F_{we1x} = 0.393 \times 0.8 \times (21.4 \times 50) = 336.4 KN$

Force du pylône : il faut prendre en compte les forces horizontales provenant de l'action du vent sur notre pylône : $F_x = 39.2 KN$.

Donc suivant la direction x, on a un effort tranchant à la base du bâtiment qui est la suivante :

$$F_{vent\ x} = 143.9 + 168.2 + 192.4 + 336.4 + 39.2 = 880KN.$$

En considérant le bras du levier la distance entre la base du bâtiment et la $\frac{2}{3}$ de son hauteur de chaque zone, et on aura :

$$M_{vent\ x} = 143.9 \times \left(\frac{21.4 \times 2}{3}\right) + 168.2 \times \left(21.4 + \frac{3.6 \times 2}{3}\right) + 192.4 \times \left(21.4 + 3.6 + \frac{3.6 \times 2}{3}\right) + 336.4 \times \left(21.4 + 7.2 + \frac{21.4 \times 2}{3}\right) + 39.2 \times 50 = 27.66MN.m.$$

Suivant y:

Pour la zone Z1y : $F_{we1y} = 0.393 \times 0.8 \times (14 \times 14) = 61.6KN.$

Pour la zone Z2y : comme cette zone est considérée relativement grande (22m de hauteur) on va la diviser en quatre zones (chaque intervalle est de 5.5m) pour être plus précis:

La première :

$$F_{we2y1} = 0.393 \times 0.8 \times (14 \times (14 + 5.5)) = 85.83KN$$

La deuxième :

$$F_{we2y2} = 0.393 \times 0.8 \times (14 \times (14 + 11)) = 110KN$$

La troisième :

$$F_{we2y3} = 0.393 \times 0.8 \times (14 \times (14 + 16.5)) = 134.25KN$$

La quatrième :

$$F_{we2y4} = 0.393 \times 0.8 \times (14 \times (14 + 22)) = 158.4KN$$

Pour la zone Z3y : $F_{we1y} = 0.393 \times 0.8 \times (14 \times 50) = 220KN.$

Force du pylône : il faut prendre en compte les forces horizontales provenant de l'action du vent sur notre pylône : $F_x = 39.2KN.$

Donc suivant la direction y, on a un effort tranchant à la base du bâtiment qui est calculée ainsi:

$$F_{vent\ y} = 61.6 + 85.83 + 110 + 134.25 + 158.4 + 220 + 39.2 = 809.28KN.$$

$$\begin{aligned}
 M_{vent y} &= 61.6 \times \left(\frac{14 \times 2}{3} \right) + 85.83 \times \left(14 + \frac{5.5 \times 2}{3} \right) + 110 \times \left(19.5 + \frac{5.5 \times 2}{3} \right) + 134.25 \\
 &\quad \times \left(25 + \frac{5.5 \times 2}{3} \right) + 158.4 \times \left(30.5 + \frac{5.5 \times 2}{3} \right) + 220 \times \left(36 + \frac{14 \times 2}{3} \right) + 39.2 \\
 &\quad \times 50 = 25.8 MN.m
 \end{aligned}$$

IV.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS PROVENANT DES ACTIONS DU SEISME

Méthode simplifiée applicable aux bâtiments réguliers :

Les forces statiques équivalentes qui s'appliquent à chaque niveau dans la direction de calcul s'expriment par la relation :

$$f_r = \rho_0 \cdot m_r \cdot u_r \cdot \Delta \cdot R(T)/q$$

- m_r : masse de l'étage considéré.
- u_r : déplacement du plancher considéré dans la direction du calcul et il est choisi forfaitairement pour la forme du mode fondamental (la courbe d'équation : $u_r = z_r^\alpha$)
- Ou z_r désigne la cote adimensionnelle du plancher ; $z_r = \frac{h_t}{H}$.
- L'exposant α est fonction du système du contreventement et prend la valeur de 1.5 pour la structure dont le contreventement est assuré principalement par des voiles.
- On désigne par Δ le facteur de partition du mode fondamental :

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2}$$

- Période T: Pour les contreventements par voiles de béton armé, la période s'écrit :

$$T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

On a : $H = 50m$

- Par rapport à l'axe x (la force est suivant l'axe de y), $L = 16.5m \Rightarrow T_x = 0.854s$.
- Par rapport à l'axe y (la force est suivant l'axe de x), $L = 21.4m \Rightarrow T_x = 0.724s$.
- Coefficient de majoration ρ_0 :

Pour le contreventement à voile : $\rho_0 = 1 + 0.1 \times \left(\frac{T}{T_c} \right)^2 \geq 1.1$

Classification du sol : groupe a (sol de bonne à très bonne résistance mécanique ; gravier compact).

Classification du site : S1 (sol du groupe a en épaisseur supérieure à 15m)

$$T_c = 0.4$$

$$\text{Par suite : } \rho_{0x} = 1.16 \quad \text{et} \quad \rho_{0y} = 1.148$$

Accélération spectrale R(T):

$$R(T) = a_n \cdot \tau \rho \cdot R_D(T) \text{ avec :}$$

- ✓ a_n : l'accélération nominale a_n en m/s^2 , comme la classe d'ouvrage est de classe D, et zone de sismicité II, alors $a_n = 3.5m/s^2$.
- ✓ $\tau \rho$: *coefficient* d'amplification topographique $H = 50m$ donc $\tau \rho = 1$.
- ✓ ρ : *facteur* de correction d'amortissement d'équation 5 : $\left[\frac{5}{\xi}\right]^{0.4}$
- ✓ *Pourcentage* critique : $\xi = 4\%$ pour le béton armé
- Alors $\rho = 1.0934$

Ordonnée du spectre de dimensionnement normalisé des formations géologiques⁶ $R_D(T)$:

Pour notre cas : Type 2, pour la zone de sismicité de 1 à 4 et sol de classe A alors :

$$S=1 ; \quad T_B=0.03 ; \quad T_C=0.2 ; \quad T_D=2.5$$

$$\text{Comme : } T_c < T_x \text{ et } T_y < T_D \quad \text{alors : } R_{D(T)} = R_M \left(\frac{T_c}{T}\right)^{2/3}$$

$$R_{D(T_x=0.854)} = 2.5 \left(\frac{0.2}{0.854}\right)^{2/3} = 0.95$$

$$R_{D(T_x=0.724)} = 2.5 \left(\frac{0.2}{0.724}\right)^{2/3} = 1.06$$

$$\text{Donc : } R_{(T_x)} = 3.5 \times 1 \times 1.0934 \times 0.95 = 3.63$$

$$R_{(T_y)} = 3.5 \times 1 \times 1.0934 \times 1.06 = 4.06$$

Coefficient de comportement q :

⁵ Article 5.234, Tableau 6.2342 page 61

⁶ Tableau page 14, Eurocode 8, F.Guilmar.

Pour un bâtiment régulier et une structure dont le contreventement est assuré uniquement par des voiles : $q = 3.5$.

Facteur de participation:

La masse à faire entrer en compte pour la détermination des actions sismiques est celle des actions permanentes et d'une fraction $\psi_{E,i}$ des actions variables, donc :

$M = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,j}$ avec ⁷ $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$ ces deux valeurs dépendent des catégories du bâtiment. Comme notre ouvrage est de catégorie « B » (Bureaux), on aura :

$$\psi_{E,i} = 0.5 \times 0.3 = 0.15$$

Ceci qui donne les masses des étages ci-dessous :

Tableau 8: Masse des dalles

	Poids propre (DaN/m ²)	Charges permanentes (DaN/m ²)	Charges d'exploitations (DaN/m ²)	Charges totales (DaN/m ²)	Masse totale de l'étage (T)
Mezz 1	500	200	250	737.5	198.3875
Les étages courants	500	250	350	802.5	215.8725
Mezz 2	500	400	100	915	246.135
Toiture	500	425	100	940	252.86

⁷ EC1 EN 1990:2002 Tableau A1.1 de l'annexe A1.

Tableau 9: Facteur de participation fondamentale

		Hauteur géométrique	Cote adimensionnelle	déplacement		
Étage	Masse (T)	Z (m)	z	$u=z^{1,5}$	m.u	m.u ²
Toiture	252.86	50	1	1	252.86	252.86
12	215.873	46.6	0.932	0.90	194.23	174.761
11	215.873	43.2	0.864	0.80	173.37	139.232
10	215.873	39.8	0.796	0.71	153.31	108.877
9	215.873	36.4	0.728	0.62	134.09	83.2897
8	215.873	33	0.66	0.54	115.75	62.0625
Mezz 2	246.135	30.2	0.604	0.47	115.54	54.2356
7	215.873	26.8	0.536	0.39	84.71	33.2423
6	215.873	23.4	0.468	0.32	69.11	22.1276
5	215.873	20	0.4	0.25	54.61	13.8158
4	215.873	16.6	0.332	0.19	41.30	7.89972
3	215.873	13.2	0.264	0.14	29.28	3.972
2	215.873	9.8	0.196	0.09	18.73	1.62542
1	215.873	6.4	0.128	0.05	9.89	0.45272
Mezz 1	198.388	3.4	0.068	0.02	3.52	0.06238
Total					1450.30	958.52

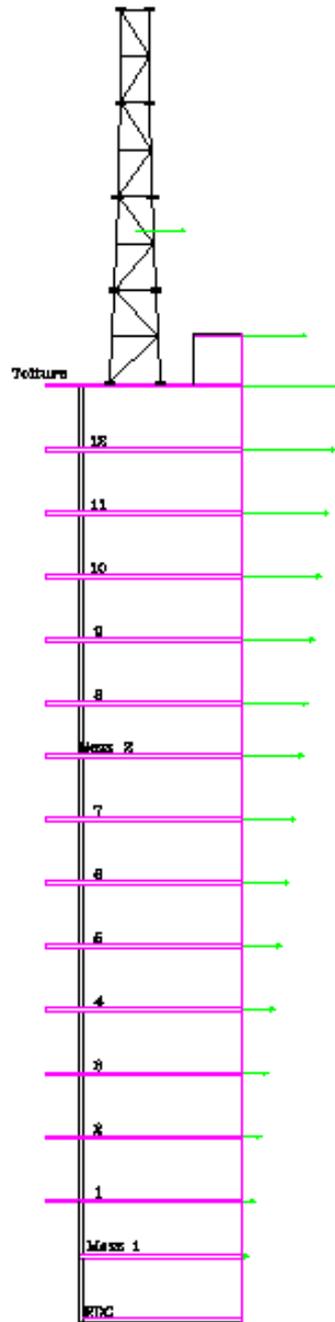


Figure 32: Forces créées par l'action sismique

$$\text{Donc } \Delta = \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2} = \frac{1450.3}{958.52} = 1.5$$

La force statique appliquée sur chaque plancher aura les formes:

- ✓ Suivant la direction de x: $f_{rx} = (1.16 \times 1.5 \times 3.63/3.5) \cdot m_r \cdot u_r = 1.85 \cdot m_r \cdot u_r$
- ✓ Suivant la direction de y: $f_{ry} = (1.15 \times 1.5 \times 4.06/3.5) \cdot m_r \cdot u_r = 2.04 \cdot m_r \cdot u_r$

Alors on aura les sollicitations ci-dessous :

Tableau 10: Sollicitation créée par l'effet sismique, suivant x

Étage	Masse (T)	Z (m)	z	$u=z^{1,5}$	$f_r (T)$	$f_r (T)$ cumulée
Toiture	252.86	50	1	1	467.79	467.79
12	215.873	46.6	0.932	0.89975	359.33	827.12
11	215.873	43.2	0.864	0.8031	320.73	1147.85
10	215.873	39.8	0.796	0.71018	283.62	1431.47
9	215.873	36.4	0.728	0.62115	248.07	1679.54
8	215.873	33	0.66	0.53619	214.13	1893.67
Mezz 2	246.135	30.2	0.604	0.46941	213.75	2107.42
7	215.873	26.8	0.536	0.39242	156.72	2264.14
6	215.873	23.4	0.468	0.32016	127.86	2392.00
5	215.873	20	0.4	0.25298	101.03	2493.03
4	215.873	16.6	0.332	0.1913	76.40	2569.42
3	215.873	13.2	0.264	0.13565	54.17	2623.60
2	215.873	9.8	0.196	0.08677	34.65	2658.25
1	215.873	6.4	0.128	0.04579	18.29	2676.54
Mezz 1	198.388	3.4	0.068	0.01773	6.51	2683.05
Effort tranchant total en RDC (MN)						26.83
Moment total en RDC (MN.m)=						6518.62

Alors pour le dimensionnement des éléments de contreventements suivant x on prend les valeurs des sollicitations si dessous :

Effort tranchant: $F_x = \text{Max} (F_{x \text{ vent}}; F_{x \text{ sisme}}) = 26.83 \text{ MN}$ (séisme)

Moment à la base: $M_x = \text{Max} (M_{x \text{ vent}}; M_{x \text{ sisme}}) = 6518.62 \text{ MN.m}$ (séisme)

Tableau 11: Sollicitation créée par l'effet sismique, suivant y

Étage	Masse (T)	Z (m)	z	$u=z^{1,5}$	f_r (T)	f_r (T) cumulée
Toiture	252.86	50	1	1	515.83	515.83
12	215.873	46.6	0.932	0.89975	396.23	912.07
11	215.873	43.2	0.864	0.8031	353.67	1265.74
10	215.873	39.8	0.796	0.71018	312.75	1578.49
9	215.873	36.4	0.728	0.62115	273.54	1852.03
8	215.873	33	0.66	0.53619	236.13	2088.16
Mezz 2	246.135	30.2	0.604	0.46941	235.70	2323.86
7	215.873	26.8	0.536	0.39242	172.81	2496.67
6	215.873	23.4	0.468	0.32016	140.99	2637.66
5	215.873	20	0.4	0.25298	111.41	2749.07
4	215.873	16.6	0.332	0.1913	84.24	2833.31
3	215.873	13.2	0.264	0.13565	59.74	2893.05
2	215.873	9.8	0.196	0.08677	38.21	2931.26
1	215.873	6.4	0.128	0.04579	20.17	2951.43
Mezz 1	198.388	3.4	0.068	0.01773	7.18	2958.60
Effort tranchant total en RDC (MN)						29.59
Moment total en RDC (MN.m)=						7188.11

Alors pour le dimensionnement des éléments de contreventements suivant y on prend les valeurs des sollicitations ci-dessous :

- ✓ Effort tranchant: $F_y = \text{Max} (F_{y \text{ vent}}; F_{y \text{ sisme}}) = 29.59 \text{ MN}$ (séisme)
- ✓ Moment à la base: $M_y = \text{Max} (M_{y \text{ vent}}; M_{y \text{ sisme}}) = 7188.11 \text{ MN.m}$ (séisme)

IV.3 DISTRIBUTION DES FORCES AUX ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

La distribution des forces aux éléments de contreventement se fait selon la rigidité de chacune. Une méthode est appliquée dans les tableaux ci-dessous (on a deux tableaux, suivant x et suivant y) où on a plusieurs paramètres qui influent :

- A_i et I_{wi} : l'aire effective et l'inertie de la section transversale du mur i .
- $A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0.2 + \left(\frac{I_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right]$ est l'aire effective totale des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment en m^2 .

Suivant la direction X on a proposé 7 murs dont la longueur totale suivant X est de 23.1m. Et suivant la direction Y on a proposé 9 murs, dont la longueur totale, suivant X est de 21.5m.

Tableau 12: Distribution des sollicitations suivant X et Y

Contreventement suivant X											
Voiles	Types	Dimensions		Aire A_i	Inertie I_{wi}	I_{wi}/H (H=5)	$A_c=A_i \cdot (0.2 + (I_{wi}/H)^2)$	Rapport de rigidité	Effort tranchant prix par chaque voile	Moment flechissant par chaque voile	
		x(m)	y(m)								
1X	T1	2.5	0.3	0.75	0.391	0.008	0.032	3.89%	9.64	321.41	
2X	T2	1.5	0.3	0.45	0.084	0.002	0.018	2.20%	5.45	181.64	
3X	T3	2.5	0.4	1	0.521	0.010	0.044	5.32%	13.18	439.35	
4X	T4	4.9	0.3	1.47	2.941	0.059	0.098	11.84%	29.32	977.19	
5X	T5	8.3	0.3	2.49	14.295	0.286	0.588	70.66%	175.04	5833.55	
6X	T1	2.5	0.3	0.75	0.391	0.008	0.032	3.89%	9.64	321.41	
7X	T2	1.5	0.3	0.45	0.084	0.002	0.018	2.20%	5.45	181.64	
$X_{total}(m)$		23.7					$A_c=$	0.832	100.00%	247.74	8256.20

Contreventement suivant Y											
Voiles	Types	Dimensions		Aire	Inertie	I_{wi}/H (H=5)	$A_c=A_i \cdot (0.2 + (I_{wi}/H)^2)$	Rapport de rigidité	Effort tranchant prix par chaque voile	Moment flechissant par chaque voile	
		y(m)	x(m)								
1Y	T6	3.5	0.3	1.05	1.072	0.021	0.051	16.65%	15.45	1374.68	
2Y	T2	1.5	0.3	0.45	0.084	0.002	0.018	5.92%	5.49	488.74	
3Y	T2	1.5	0.3	0.45	0.084	0.002	0.018	5.92%	5.49	488.74	
4Y	T7	2	0.4	0.8	0.267	0.005	0.034	10.91%	10.12	900.57	
5Y	T7	2	0.4	0.8	0.267	0.005	0.034	10.91%	10.12	900.57	
6Y	T1	2.5	0.3	0.75	0.391	0.008	0.032	10.47%	9.72	864.80	
7Y	T6	3.5	0.3	1.05	1.072	0.021	0.051	16.65%	15.45	1374.68	
8Y	T6	3.5	0.3	1.05	1.072	0.021	0.051	16.65%	15.45	1374.68	
9Y	T2	1.5	0.3	0.45	0.084	0.002	0.018	5.92%	5.49	488.74	
$Y_{total}(m)$		21.5					$A_c=$	0.309	100.00%	92.80	8256.20

IV.4 FERRAILLAGE DE LA VOILE 7Y-T68

La géométrie de cette voile en RDC est : $x=0.3m$, $y=3.5m$ et $H=3.2m$.

La surface d'influence de la dalle sur cette voile est de $35.4m^2$, donc on aura en pied de voile les efforts suivants :

- ✓ Effort normal : $N_{Ed}=432.6T=4.3MN$
- ✓ Effort tranchant : $15.45 MN$
- ✓ Moment de flexion: $M=1374.68N.m$

Les hypothèses de calcul:

La voile est considérée articulée en pied et en tête (donc pas de continuité avec les planchers).

- ✓ Classe d'exposition X0.
- ✓ Calcul en classe DCM.
- ✓ Coefficient de comportement : $q=3$

Comme c'est défini dans le premier chapitre : $f_{cd}=23.1Mpa$ et $f_{yd}=500Mpa$.

La longueur de flambement de la voile est $L_0=3.2m$ (considérée articulée des deux côtés).

L'élanement de la voile est calculé par la formule : $\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{0.2} = \frac{3.2 \cdot \sqrt{12}}{0.2} = 55.42$

Calcul en flexion composée :

Pour le calcul en flexion composée, il faut :

- Déterminer l'excentricité du 1er ordre à l'ELU, due aux sollicitations appliquées.
- Déterminer l'excentricité additionnelle pour la prise en compte des imperfections géométriques.
- Vérifier les effets du second ordre e_2 .
- Déterminer le paramètre de fluage : $\varphi_{ef} = 2$.

Donc :

$$\text{Excentricité du 1er ordre : } e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{1374.68}{4.3} = 319.7m$$

$$\text{Excentricité additionnelle : } e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{3.2}{400} = 0.8cm < 2cm \Rightarrow e_i = 2cm.$$

⁸ "Conception des murs en béton selon les Eurocodes" de André Coin et Philippe Bish aux éditions des ponts et chaussées.

Effets du second ordre⁹ :

Les effets du second ordre peuvent être négligés si : $\lambda \leq \lambda_{min} = \frac{20.A.B.C}{\sqrt{n}}$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{4.3}{(0.3 \times 3.5) \times 23.1} = 0.17$$

A=0.7, B=1.1 et C=0.7.

$$\lambda_{min} = \frac{20 \times 0.7 \times 1.1 \times 0.7}{\sqrt{0.17}} = 26.14.$$

$\lambda > \lambda_{min} \Rightarrow$ on ne peut pas négliger l'effet du second ordre.

Sollicitations corrigées à prendre en compte :

$$N_{Ed} = 4.3 \text{ MN}$$

$$M_{Ed} = (e_1 + e_i)N_{Ed} = (319.7 + 0.02)4.3 = 1374.7 \text{ MN.m}$$

Ces valeurs sont calculées par rapport au centre de gravité de la section de béton seul, et il faut ramener le moment au centre de gravité des aciers pour pouvoir les dimensionner :

$$M_{ua} = M_{Ed} + N_{Ed} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1374.7 + 4.3 \left(3.15 - \frac{3.5}{2} \right) = 1380.7 \text{ MN.m}$$

Nous allons maintenant vérifier si la section est partiellement comprimée :

$$\mu_{BC} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \frac{3.5}{4.3} \left(1 - 0.4 \frac{3.5}{4.3} \right) = 0.442$$

$$\mu_{cu} = \frac{M_{ua}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1380.7}{0.3 \times 3.15^2 \times 23.1} = 19$$

On a $\mu_{cu} > \mu_{BC}$, on est donc en section complètement tendue en flexion composée.

Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_{ua}}{e_{total} \cdot f_{ed}} = \frac{1380.7}{\left(319.7 + 0.02 + 3.15 - \frac{3.5}{2} \right) \times 500} = 85.06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 85.06 \text{ cm}^2$$

On met 18 HA 25, qui donne une section de 88.38cm². mis sur $\frac{y}{3} = \frac{3.5}{3} = 1.16 \text{ m}$.

⁹ "Applications de l'Eurocode 2" de Jean-Armand Calgaro et Jacques Cortade aux éditions des ponts et chaussées.

Cette section calculée doit être mise sur les deux cotées de la voile, pour prendre en considération les différents cas de charges (dans toutes les directions) et qui peuvent être appliquées sur notre bâtiment. Alors la section d'acier longitudinale sera :

$$A_{total \text{ des deux bords}} = 2 \times A = 2 \times 85.06 = 176.76 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant¹⁰ :

D'après les formules, et suivant l'exemple déjà fait on aura :

Efforts tranchants (Fed)	V(Rdmax)	V(Rd,c)	Nécessité d'AT	Acier transversale Asw/s (cm2/ml)	A final
15.45	7.484	0.888	Oui	98.095	98.095

Le diamètre à choisir pour les cadres et épingles (barre verticale) :

$$\Phi \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{d_{bl}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \end{array} \right. \text{ on prend les barres HA10.}$$

$$\text{Pour l'espacement : } s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 100 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bl} = 200 \text{ mm} \end{array} \right. \text{ on prend un espacement de } 10 \text{ cm.}$$

Pour la section $\frac{y}{3} = \frac{3.5}{3} = 1.16 \text{ m}$ centrale on installe le minimum d'acier :

$$A_{min} = \frac{B \times F_{t28}}{F_e} = \frac{0.3 \times 1.16 \times 2.1}{500} = 14.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 14.6 \text{ cm}^2 \text{ on met 5 HA14 a 20cm sur 2 lignes}$$

donc on aura 21.56cm².

Pourcentage minimal :

$$A_{min} = \frac{B \times F_{t28}}{F_e} = \frac{0.3 \times 3.5 \times 2.1}{500} = 44.1 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 44.1 \text{ cm}^2 < A_{total}$$

Donc c'est vérifié.

Disposition vis-à-vis de la ductilité locale :

Les armatures trouvées en flexion composée doivent être placées dans les potelets d'extrémité dont la longueur b_{long} doit vérifier la condition suivante :

¹⁰ "Guide des dispositions constructives parasismiques" de l'association Française du Génie Parasismiques (AFPS).

$b_{long} \geq \max \left[\frac{b_w}{\frac{3 \cdot b_w \cdot \sigma_{cm}}{f_{cd}}} \right]$ ou σ_{cm} représente la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée. Il nous faut donc estimer cette contrainte.

Le calcul en flexion composée nous a donné une section théorique de 7cm² pour une contrainte EIU de 500 Mpa dans les aciers => les armatures doivent donc reprendre un effort de 0.0007*500=0.35MN. Ce même effort doit donc être équilibré par la zone de béton comprimé.

La position de l'axe neutre, toujours pour le calcul en flexion composée, est de

$$x = \alpha_u \cdot d = 0.198 \times 3.15 = 0.62$$

Si on considère un diagramme constant sur 0.8x, on a une contrainte qui vaut :

$$\sigma_c = \frac{0.35}{0.3 \times 0.62} = 1.88 \text{Mpa}$$

À cette contrainte il faut ajouter la contrainte due à l'effort normal :

$$\sigma = \frac{3}{0.3 \times 3.5} = 2.85 \text{Mpa}$$

La contrainte moyenne de compression sur le béton sera donc de 4.73Mpa.

On a donc :

$$b_{long} \geq \max \left[\frac{b_w = 30 \text{cm}}{\frac{3 \times 0.3 \times 4.73}{17}} = 0.25 \text{cm} \right]$$

Pour les raisons constructives, pour placer les 8 HA25, on prend une distance de 55cm. Avec 3 lignes d'acier donc on aura un espacement de 10cm.

Donc on aura le ferrailage de la voile ci-dessous :

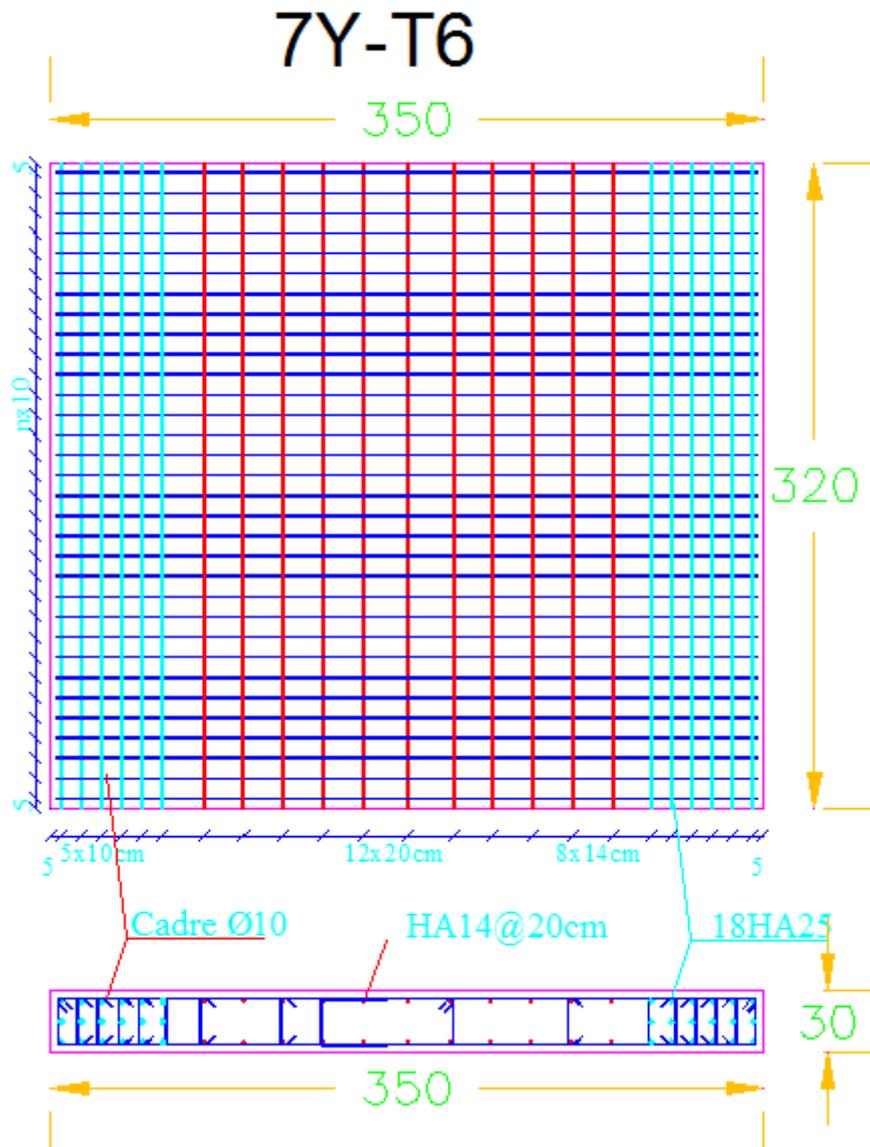


Figure 33: Ferrailage de la voile 7Y_T6

V Dimensionnement et ferrailage d'autres éléments constituant

L'ouvrage

V.1 DIMENSIONNEMENT D'UN POTEAU DES SOUS-SOLS

On choisit un poteau des axes 4-C, c'est un poteau qui porte seulement les trois niveaux de sous-sol. Alors ce poteau est soumis d'effort centré vertical, donc pas de moment dans ce poteau.

On calcule la surface d'influence sur ce poteau, où on prend la surface qui relie les distances entre ce poteau et les poteaux adjacentes. Dans notre cas $A=25m^2$. Les combinaisons des charges sont faites à L'ELU.

$$\text{Alors : } N = 3 \times 25 \times 17.25 = 1293.75KN$$

La longueur L_0 est celle qui est prise entre les surfaces supérieures des planchers donc égale à 3.75m. Et la longueur de flambement dans les bâtiments de béton est prise forfaitairement égale à :

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.75 = 2.625m$$

$$\text{Critère de pré dimensionnement : } B > \frac{N}{12} = \frac{1.3}{12} = 0.11 \quad / \text{ (B est la section droite du poteau)}$$

Dans cette région nos poteaux sont considérés en forme de carré, alors : $b = \sqrt{0.11} = 0.33m$

On prend la section carrée 35x35cm et on ajoute le poids propre sur la charge, donc :

$$P_p = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3 \times 3.75 = 34KN. \Rightarrow N_u = 1.293 + 1.35 \times 0.034 = 1.34MN$$

$$\text{Calcul du rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ /avec } I = \frac{a^4}{12} = \frac{0.35^4}{12} = 1.25 \times 10^{-3}m^4$$

$$\text{Alors : } i = \sqrt{\frac{1.25 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.35}} = 0.1m$$

$$\text{Et } \lambda = \frac{l_f}{i} = 26 < 60 \text{ donc } \alpha = \frac{0.86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} = 0.73$$

Calcul des armatures en compression :

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} \left[\frac{N_{ed}}{k_s \times k_k \times \alpha} - b \times h \times f_{cd} \right]$$

$$k_k = (0.75 + 0.5 \times 0.35) \times 0.95 = 0.879 \text{ et } k_k = 1$$

Alors :

$$A_s = \frac{1}{434.8} \left[\frac{1.34}{0.879 \times 1 \times 0.73} - 0.35 \times 0.35 \times 17 \right] = -0.04m^2$$

Lorsque la valeur de A_s est plus petite que 0, ceci signifie que le béton seul suffit à reprendre la totalité de l'effort de compression, on parlera alors d'un poteau à % min. Donc on doit mettre la quantité minimale imposée par l'EC2.

$$\text{Armature min : } A_{Smin} = \frac{0.1 \times N_{Ed}}{F_{yd}} = \frac{0.1 \times 1.3}{434.4} = 3cm^2 \geq 0.002A_c = 0.002 \times 0.35^2 = 2.45cm^2$$

alors A_s minimum est égale à $3cm^2$. Donc on choisit 4HA12 reparté symétriquement et ayant une section de $4.55cm^2$.

$$\text{Armature transversale : } \phi_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6mm \\ \frac{\phi_{Lmax}}{4} = \frac{12}{4} = 3 \end{array} \right. \text{ Alors } \phi_t = 8mm$$

$$\text{Espacement d'armature transversale : } S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 20\phi_{Lmax} = 20 * 12 = 240mm \\ \min a \text{ et } b = 35mm \\ 400mm \end{array} \right.$$

Alors $S_t \leq 24cm$ on prend $S_t = 20cm$, et S_0 qui est le premier espacement égal à

$$S_0 = \frac{S_t}{2} = 10cm.$$

Calcul de L_r , la longueur des armatures longitudinales en attentes :

$L_r = 0.6 \times 50 \times \phi_L = 36cm$. Prenons $L_r=40cm$. On aura le ferrailage ci-dessous :

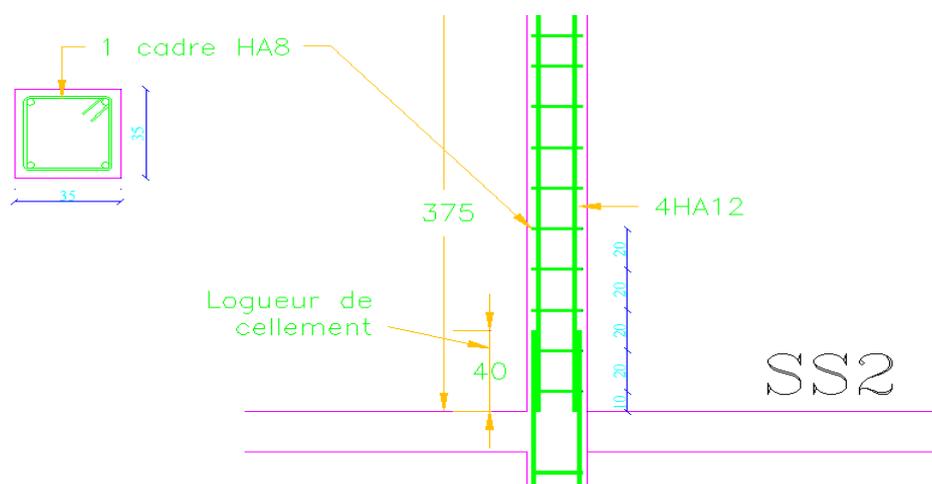


Figure 34: Ferrailage du poteau soutenant les sous-sols

V.2 DIMENSIONNEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

Comme mentionné dans le paragraphe (des documents fournis) du premier chapitre, la contrainte admissible du sol sur lequel nos fondations reposent est $q_u=0.7\text{MPa}$.

On part de la formule :

$$B \geq \sqrt{\frac{b N_u}{a q_u}} = \sqrt{\frac{0.35 \cdot 1.34}{0.35 \cdot 0.7}} = 1.38\text{m}, \text{ dans notre cas le poteau est carré alors, } A=B=1.4\text{m}$$

Tout en respectant les conditions de rigidité suivantes, pour le calcul de la hauteur H :

$$\max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = 0.26 \leq d \leq \min(A-a; B-b) = 1.06$$

On prend donc $d=0.4\text{m}$ et $h=0.45\text{m}$, et on peut alors calculer le poids propre de la semelle qui sera ajouté : $P_p = 1.4 \times 1.4 \times 0.45 \times 25 = 22.05\text{KN}$

En plus du poids propre et de la charge provenant du poteau, on a les charges du SS3, et qui s'appliquent seulement au-dessus de la surface de la semelle : la charge surfacique du SS3 est de $P_u = 17.25\text{KN}/\text{m}^2$ qui est la même du SS2 car on a une dalle au sol qui est aussi de 20cm.

$$\text{Alors : } P_{SS3} = 1.4 \times 1.4 \times 17.25 = 33.81\text{KN}$$

Alors la charge axiale finale est de : $N_u = 1.34 + 0.022 + 0.033 = 1.4\text{MN}$.

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{b N_u}{a q_u}} = \sqrt{\frac{0.35 \cdot 1.4}{0.35 \cdot 0.7}} = 1.41\text{m}, \text{ donc on augmente } B=A=1.45\text{m}$$

Et après vérification on aura $B>1.42\text{m}$ donc les dimensions finales de cette fondation sont de $1.45 \times 1.45 \times 0.45\text{m}$.

Détermination des armatures :

Suivant X et Y on a la même section d'armatures :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1.4 \times (1.45 - 0.35)}{8 \times 0.4 \times 434.8} = 1.1 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 11.06 \text{cm}^2 \text{ on prend * HA14, espacés à 20cm}$$

dans les 2 directions.

Longueur de scellement :

$$\text{Suivant X et Y : } l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}} = \frac{14}{4} \times \frac{500}{0.6 \times 1.5^2 \times 2.4} = 0.54\text{m} > \frac{B}{4} \text{ donc avec crochet. Alors on}$$

aura le ferrailage de la fondation ci-dessous :

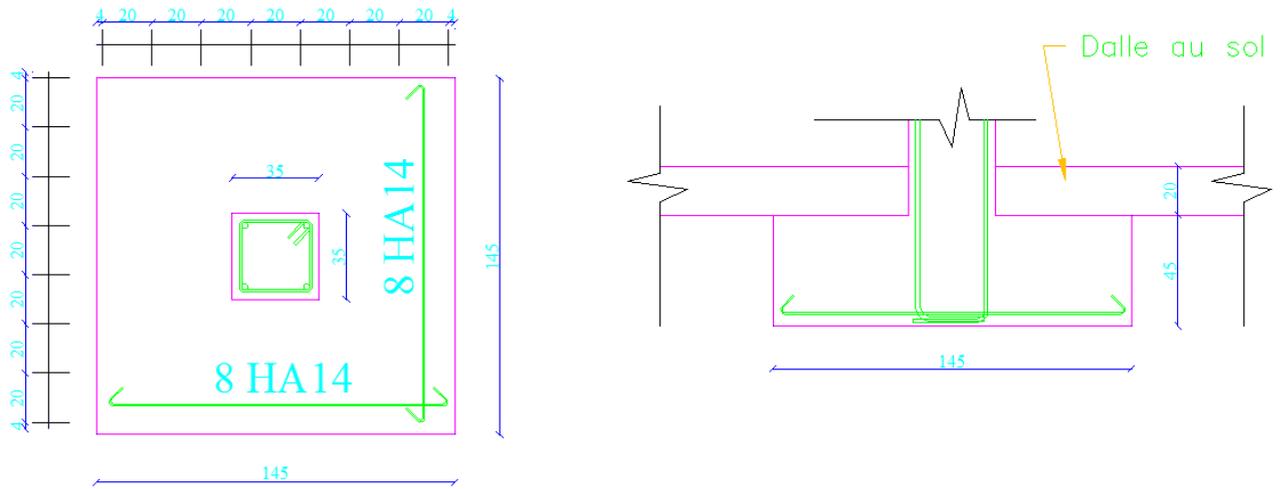


Figure 35: Ferrailage d'une semelle isolée

V.3 CHAINAGE TRAVAILLANT COMME LONGRINE DE REDRESSEMENT

Notre cas d'excentricité est causé par l'obligation de mettre un joint entre les deux parties du bâtiment, la partie sous-sol et la partie sous tout le bâtiment. En mettant un chaînage qui travaille comme une longrine de redressement, nous avons la possibilité récupérer une contrainte constante sur toute l'emprise de la semelle de fondation.

On prend la semelle adjacente à la semelle précédente qui est celle de l'axe C-5. La surface d'influence de la colonne reposant sur cette semelle est de 13.8m². Ceci nous donne une charge axiale de Nu=0.8MN, et une semelle de dimension 1.2x1.2x0.45m (en se référant à la fiche de calcul).

La largeur A en partant du taux de travail maximal du sol est : $A = \sqrt{\frac{N_u}{q_u}} = \sqrt{\frac{0.8}{0.7}} = 1.07m$

Alors la surface va créer le moment $M = \frac{(1.07-0.35)^2}{2} \times 1.2 \times 0.7 = 0.2MN.m$

Pour avoir un diagramme de contrainte constante sous la semelle de fondation, il faut que la longrine soit rigide, on considérera donc une hauteur $H > \frac{L}{10} = \frac{280}{10} = 28cm$. Alors on prend une épaisseur de 45 cm (la même de celle des fondations). Alors on aura le calcul ci-dessus :

Moment	Moment(MN.m)	Moment réduit (μ)	Calcul de (α)	Bras de levier (m)	Sections d'armature (cm ²)	%min (cm ²)	Section finale
Mt	0.2	0.286900311	0.433950658	0.334699993	13.74310158	1.1178	13.74310158

On dispose alors 6HA16 de section 16.86cm². Pour les aciers transversaux, les efforts tranchants sont équilibrés aux fondations, alors pas d'efforts tranchant, on dispose le minimum d'aciers qui est égal à 2.5cm², alors un cadre de $\phi = 6\text{mm}$ chaque 20cm, et on aura le plan de ferrailage ci-dessous :

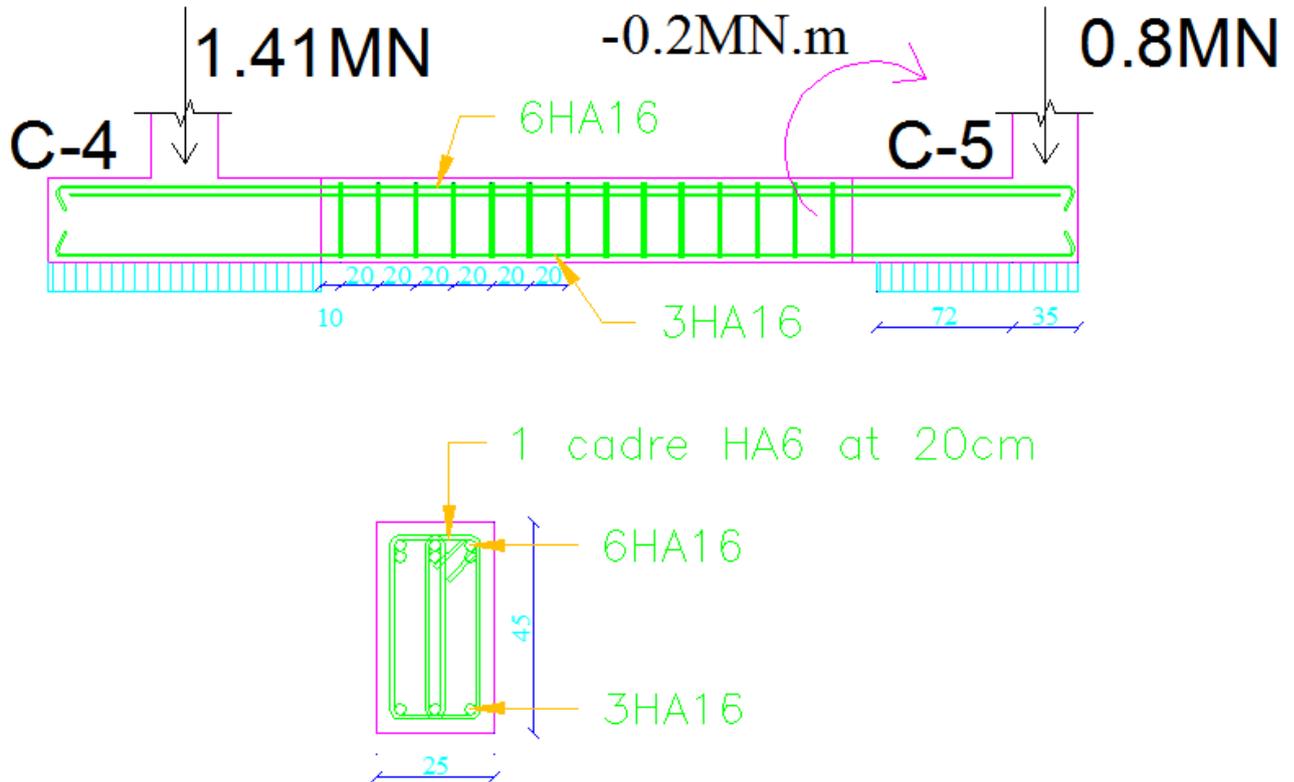


Figure 36: Ferrailage de la longrine de redressement

V.4 DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE AU-DESSOUS DE LA CAGE D'ACIER

Cette dalle est une dalle isostatique rectangulaire de dimensions 3x8.4m, appuyée sur des poutres à l'entourage et soumise aux charges uniformément.

Sens de la portée de cette dalle : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{8.4} = 0.35 < 0.4$ donc cette dalle porte dans un seul sens suivant $l_x = 3\text{m}$.

Épaisseur minimale pour ce panneau: $h_0 \geq \frac{l_x}{20} = \frac{300}{20} = 15\text{cm} \Rightarrow$ on prend $h_0 = 15\text{cm}$.

Calcul des charges et du moment de flexion :

Poids propre de la dalle : $pp = 0.15 \times 2500 = 375\text{daN/m}^2$.

Charge à L'ELU : $q_u = 1.35(375 + 1500) + 1.5 \times 100 = 2681\text{daN/m}^2 = 26.81\text{KN/m}^2$

Donc la charge sur un mètre linéaire de dalle est de 26.81KN/m2.

$$\text{Calcul du moment de flexion ELU : } M_u = \frac{26.81 \times 3^2}{8} = 30.2 \text{KN.m} = 0.03 \text{MN.m}$$

Calcul des armatures :

Soit $d=13.5\text{cm}$ la hauteur utile.

$$\text{Calcul du moment réduit: } \mu = \frac{M_u}{Bd^2F_{bu}} = \frac{0.03}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.096$$

$$\text{Calcul de : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.126$$

$$\text{Calcul du bras du levier : } z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.126) = 0.128 \text{m}$$

$$\text{Calcul de la section d'armature nécessaire : } A_u = \frac{M_u}{z_b F_{ed}} = \frac{0.03}{0.128 \times 434.8} = 5.39 \text{cm}^2$$

On peut mettre en place 5HA12(5.65cm^2) espacés de 20cm sur 1m de la dalle. Et dans le sens opposé on met le pourcentage minimal d'acier qui est égal à 1.41cm^2 . Alors on dispose 5 HA8 espacés de 20cm sur 1m.

Dimensionnement et ferrailage de l'escalier :

Introduire notre escalier:

Ce projet contient un escalier, mais qui diffère d'un étage à l'autre par la hauteur des étages. On fera l'étude détaillée pour la plus grande hauteur (en considérant que cet escalier sert à surmonter une hauteur totale de 375 cm, qui est la hauteur des sous-sols).

Cet escalier est formé de deux volées identiques comprises entre deux paliers de largeur 300cm, L'embranchement de l'escalier se présente ayant comme largeur de 130cm.

La longueur projetée de la partie inférieure de la paillasse est de 330 cm et la hauteur de la partie inférieure de la paillasse de 187cm. Donc l'angle que forme la paillasse avec l'horizontale est:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{187}{330}\right) = 29.6^\circ$$

Dimensionnement des marches :

Les règles d'architectures imposent qu'un escalier confortable à l'usage doit vérifier les conditions suivantes : $55cm < L + 2H < 65cm$

Avec :

- ✓ L : largeur du giron en cm
- ✓ H: hauteur de la marche en cm

Si nous choisissons $l=30$ cm, on aura $n = \frac{330}{30} = 11$ marches. Et il faut que h respecte l'intervalle : $12.5\text{ cm} < h < 17.5\text{ cm}$ comme $h = \frac{187}{11} = 17\text{ cm}$ donc la hauteur est acceptable.

L'épaisseur de la pailasse :

Pour le calcul de l'épaisseur, l'escalier est comparé à une dalle travaillant dans un seul sens, alors :

$e \geq \frac{L}{30}$ avec L la longueur de la pailasse avec le palier donc : $L = 3.85 + 1.3 = 5.15\text{ m}$

Alors : $e \geq \frac{5.15}{30} = 0.17\text{ m}$, et on prend une épaisseur de 20cm qui est la même que celle des dalles.

Ceci nous donne les dimensions ci-dessous :

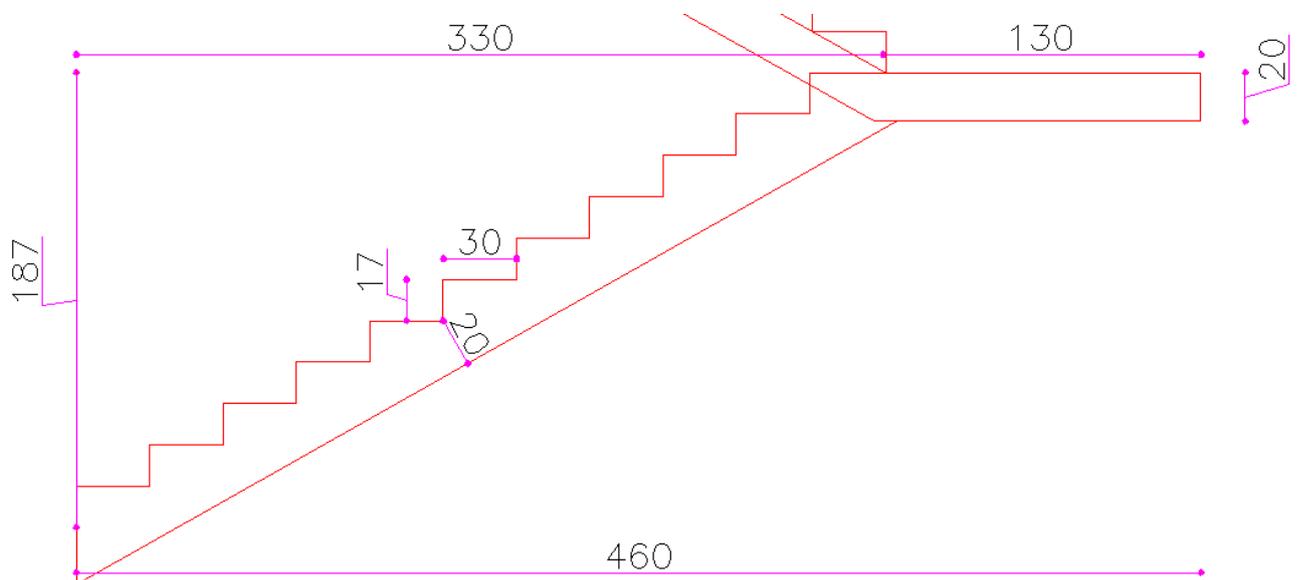


Figure 37: Dimensions de l'escalier

Calcul des charges :

On fera l'étude sur une bande de largeur 1m de l'emmarchement.

Charge permanente de la paillasse: c'est le poids de la dalle (verticale), des marches, et des recouvrements :

$$\text{Poids vertical : } P_1 = \rho_{\text{Beton}} \cdot e_{\text{vertical}} = 2500 \cdot \frac{0.2}{\cos 29.6} = 574 \text{ DaN/ml.}$$

$$\text{Poids des marches : } P_2 = \frac{\rho_{\text{Beton}} \cdot S_{\text{march}}}{D_{\text{Horizontal}}} = \frac{2500 \times 0.3 \times 0.17}{0.3} = 212.5 \text{ DaN/ml.}$$

Poids du carrelage : on a du carrelage sur les marches et sur les contremarches donc :

$$P_3 = \frac{C_{\text{carrelage}} \cdot L_{\text{march}} \cdot L_{\text{contre march}}}{D_{\text{Horizontal}}} = \frac{200 \times 0.3 \times 0.17}{0.3} = 314 \text{ DaN/ml}$$

Le poids de l'enduit (2200DaN/m³), ici l'épaisseur mis est de 2cm,

$$\text{donc : } P_4 = \frac{\rho_{\text{enduit}} \times 0.02}{\cos 29.6} = \frac{2200 \times 0.02}{\cos 29.6} = 51 \text{ DaN/m}^2$$

Donc la charge permanente totale sera égale à : $G = \sum P_n = 1150 \text{ DaN/m}^2$

Charge d'exploitation de la paillasse :

La charge d'exploitation est définie dans le chapitre sur l'escalier (250DaN/m²). Cette valeur est projetée verticalement donc sur notre bande on a une valeur de : $Q=250 \text{ DaN/ml}$.

Charge ultime de la paillasse :

La combinaison des charges est de :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 2300 \text{ DaN/ml}$$

Charge ultime du palier : dans la partie du palier, la charge a une valeur plus petite que celle calculée au-dessous, mais pour faciliter le calcul on les considère identiques.

Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations et du ferrailage, l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée sur les bords des paliers de largeur 1m, de hauteur 0.2m et de longueur 4,6m.

$$\text{Pour le moment positif : } M_+ = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2300 \times 4.6^2}{8} = 6083.5 \text{ DaN} \cdot \text{m} = 0.061 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Pour le moment négatif: } M_- = 0.2 \cdot M_+ = 0.012 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Alors on aura les sections d'aciers longitudinales ci-dessous :

Moment	Moment(MN.m)	Moment réduit (μ)	Calcul de (α)	Bras de levier (m)	Sections d'armature (cm ²)	%min (cm ²)	Section finale
Mt (+)	0.06	0.11	0.14	0.17	8.137	1.987	8.137
Mt (-)	0.012	0.02	0.03	0.18	1.550	1.987	1.987

On met donc :

Pour les aciers inférieurs : 7HA14 par ml, donc $A=10.78\text{cm}^2$ (1HA14 chaque 15cm).

Pour les aciers supérieurs : 7 HA10 par ml, donc $A=5.46\text{cm}^2$ (1HA10 chaque 15cm pour respecter la symétrie).

La section d'armature de réparations forme le tiers de la section d'armature principale, donc :

$A_{Sr} = \frac{10.78}{3} = 3.6\text{cm}^2$, soit 5 HA10 par ml, donc $A=3.9\text{cm}^2$ (1HA10 chaque 20cm pour les deux lignes d'armatures).

Pour les marches on met une cornière HA10 et une barre longitude HA10.

Pour l'effort tranchant: $V_u = \frac{PL}{2} = \frac{2300 \times 4.6}{2} = 5290\text{DaN} = 0.052\text{MN}$.

Et on aura une section de $8.76\text{cm}^2/\text{ml}$ (d'après les formules).

Alors en conclusion on a pour l'escalier des sous-sols les dimensions et les ferrailages ci-dessous :

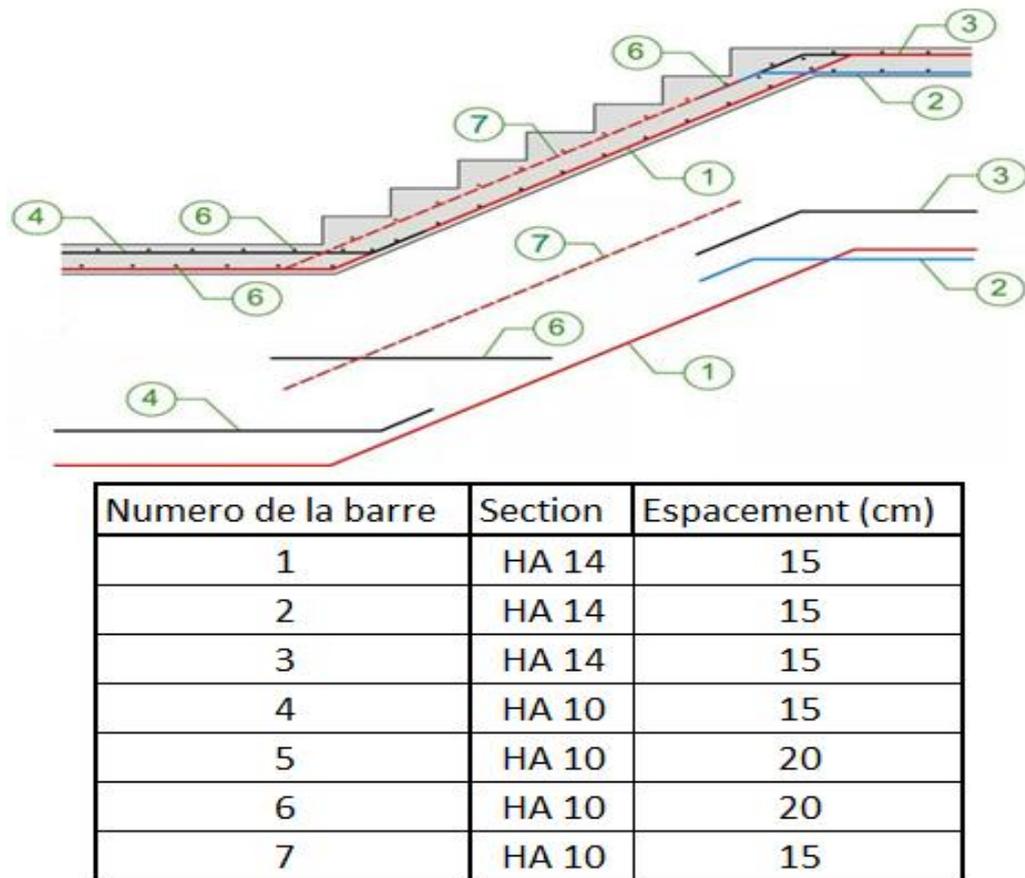


Figure 38: ferrailages de l'escalier

V.5 CALCUL DE LA RESISTANCE DU PIEU

On considère que les pieux qu'on va les performer, sont des pieux de béton forés de 1m de diamètre, et de 15m de profondeur. Calculons le nombre nécessaire et la disposition de ces pieux. L'équation de la résistance pour un pieu est donnée par :

$$Q_t = Q_p + Q_r = A \cdot q_p + P \cdot \sum_1^n h \cdot q_f$$

$$\Rightarrow Q_t = A \cdot (\sigma_v \times N_q + 1.3 \times c \times N_c) + P \cdot h \cdot (K \times \sigma_v \times \tan \varphi_u)$$

On présente les valeurs ci-dessous données par le bureau d'étude géotechnique :

$$\sigma_v = 19 \text{KN/m}^2$$

$$c = 5 \text{Kpa}$$

$$N_q = 14.72 \text{ et } N_c = 26$$

$$K = 1.1.$$

$$\sigma'_v = 120 \text{KPa.}$$

$$\varphi_u = \frac{4}{3}\phi = \frac{4}{3} \times 40 = 55$$

$$A = \Pi \frac{D^2}{4} = \Pi \frac{1^2}{4} = 0.78 \text{m}^2$$

$$P = \Pi D = 3.14 \text{m}$$

On aura la valeur de résistance ci-dessous :

$$Q_t = 0.78. (19 \times 14.72 + 1.3 \times 5 \times 26) + 3.14 \times 25. (1.1 \times 19 \times \tan 55) = 2.7 \text{MN}$$

Alors le nombre nécessaire de pieux pour notre projet est égal à :

$n = \frac{173}{2.7} = 64$. Prenons $n=70$ pieux et distribuons-les sur la surface du radier (422m²). Ensuite on vérifie la disposition de ce nombre en calculant le facteur de réduction :

$$f = 1 - \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)]$$

$m=10$.

$n=7$.

$B=1\text{m}$.

$L=2.4\text{m}$.

Alors

$$f = 1 - \frac{1}{2.4} \cdot \frac{1}{\pi \times 10 \times 7} [10(7-1) + 7(10-1) + \sqrt{2}(10-1)(7-1)] = 0.88$$

Et : $Q_g = n \times Q_t \times f = 70 \times 2.7 \times 0.88 = 166 \text{MN} < 173 \text{MN}$

Donc il faut augmenter le nombre de rangées à 11.

On aura : $f=0.85$ et $Q_g = n \times Q_t \times f = 77 \times 2.7 \times 0.85 = 176 \text{MN} > 173 \text{MN}$

Donc cette valeur est acceptable.

V.6 ÉTUDE DES MURS DES SOUS-SOLS

Les murs dans notre bâtiment sont les murs qui entourent les 3 sous-sols. Ils sont d'un côté soumis à la poussée du sol, et forment des appuis simples à chaque niveau de dalle de l'autre côté.

Pour l'étude de ces murs, on va prendre une bande de 1m de largeur, et l'assimiler à une poutre continue sollicitée par la poussée active du sol. La charge du sol à la base de chaque travée est égale à la densité du sol par la hauteur jusqu'à la base, donc la charge a une forme triangulaire ou linéaire croissante.

Pour la première travée : la charge est de forme triangulaire de base égale à :

$$q = \gamma_{sol} \cdot h \cdot b = 19 \times 3.75 \times 1 = 71.25KN$$

Pour la deuxième travée : $q_{min} = 71.25KN$

$$q_{max} = 19 \times 7.5 \times 1 = 142KN$$

Pour la troisième travée : $q_{min} = 142KN$

$$q_{max} = 213.75KN$$

Donc on aura le modèle de la poutre ci-dessous avec la forme de la charge appliquée :

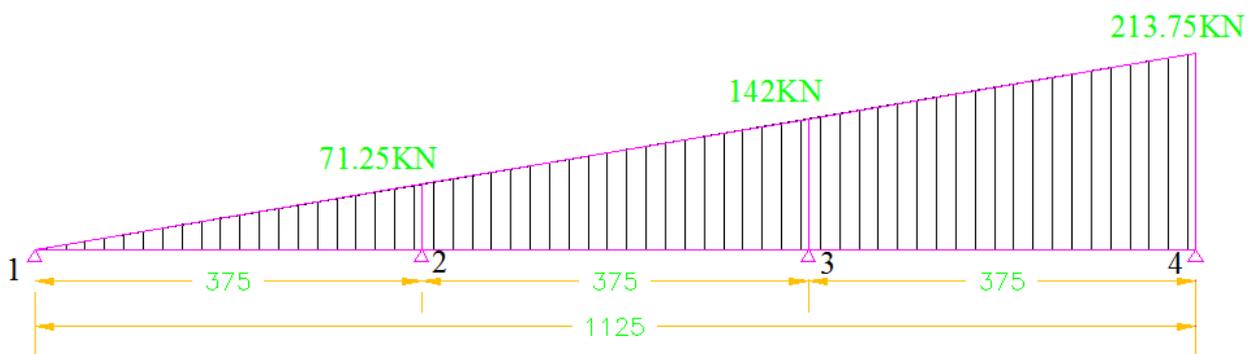


Figure 39: une bande poutre de 1m des murs sous-sols.

Le calcul des sollicitations pour une telle forme de charge est donné par le tableau ci-dessous:

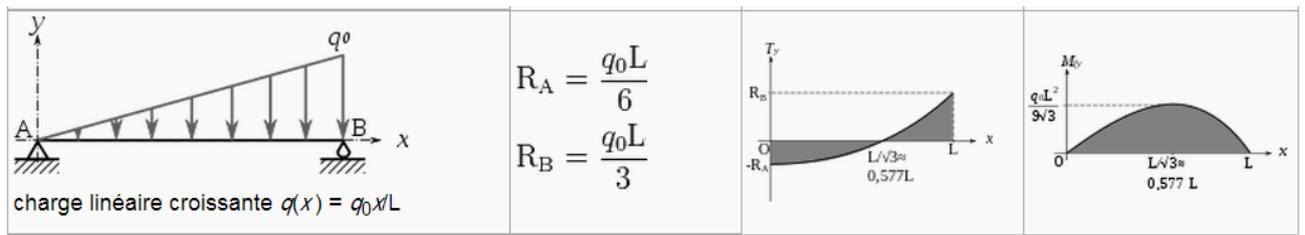


Figure 40: calcul des sollicitations pour une charge linéaire croissante

Le calcul du ferrillage et le dimensionnement de cette poutre sont faits à l'aide du logiciel Arche_poutre.