

**REPUBLIQUE DU SENEGAL**  
**UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR**



GC.0557

**ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE**  
**Centre de THIES**

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

**PROJET DE FIN D'ETUDE**  
**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION**

Titre :

**Etude d'Exécution en Béton Armé de la Nouvelle  
Direction Technique de la SOCOCIM**

**Auteur : Jean Aloyse SARR**

**Directeur interne : M. Fala PAYE**

**Directeurs externes : M. Ahmadou DIALLO**

**M. Abdourahmane KANE**

**Année Académique: 2008 / 2009**

## REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué sous la direction de :

- M. Fala PAYE Enseignant au Département Génie Civil de l'Ecole Supérieure Polytechnique de THIES (**ESP**) ;
- M. Galaye NIANG Enseignant au Département Génie Civil de l'Ecole Supérieure Polytechnique de THIES (**ESP**) ;

A qui je tiens à exprimer toute ma reconnaissance.

Ce travail a été rendu possible grâce à l'appui de M. Abdourahmane KANE Responsable Génie Civil à la **SOCOCIM INDUSTRIES** et de M. Ahmadou DIALLO Ingénieur Génie Civil au Bureau d'Etudes **GAUDILLAT**, à qui je tiens à présenter mes sincères remerciements pour leurs conseils, leurs critiques et leurs encouragements qui m'ont été très utiles.

Toutes les illustrations décrites dans ce projet ont été prises durant mon stage au Bureau d'Etudes de la SOCOCIM. Je tiens donc à remercier tout le personnel du Bureau d'Etudes pour l'accueil, la collaboration précieuse et leur compréhension. Mes remerciements vont également à M. Elom EDOH, Elève Ingénieur en DIC2 GC à l'**E.S.P** pour son soutien moral, sa disponibilité, ses questions et remarques.

Mes remerciements sincères vont à l'ensemble des Enseignants et du Personnel de l'Ecole Polytechnique de THIES pour le savoir qu'ils m'ont transmis et leur disponibilité sans limite.

Enfin je ne manquerais pas de remercier mes parents non seulement pour leur compréhension et leur soutien moral mais également leur contribution effective à l'atteinte de cet objectif qu'est la formation d'Ingénieur.

A tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à ce travail et à ma formation.

## AVANT PROPOS

Les cours dispensés à l'école visent à former des responsables polyvalents et opérationnels, capables d'une part de concevoir une réponse adaptée à l'évolution des besoins des hommes et des structures et d'autre part de proposer des solutions spécifiques à des problèmes concrets. Ceux la ne pourront se faire que par une bonne symbiose entre la connaissance théorique déjà reçue à l'école et la pratique relevant du milieu professionnel. Ainsi pour découvrir cette facette pratique du milieu professionnel, des sujets d'Entreprises nous ont été proposés par l'Ecole. C'est dans ce cadre que s'inscrit notre Projet de Fin d'Etudes intitulé « *Etude d'Exécution en Béton Armé de la Nouvelle Direction Technique de la SOCOCIM.* »

Il s'agira de :

- Faire la Descente Des Charges (DDC) après avoir défini la structure (implantation des différents éléments de structures) et une répartition des différentes charges ;
- Calculer les éléments de structures en béton armé ;
- Calculer les plancher-dalles avec une simulation sur ROBOT Structure ;
- Faire une proposition de type de fondation vue la nature du sol d'assise ;
- Et enfin dresser les plans de coffrage et éventuellement de ferrailage.

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I : Conversions des Efforts en des Charges Uniformes .....	5
Tableau II : Charges permanentes des éléments courant.....	6
Tableau III : Charges d'Exploitation des éléments courants .....	7
Tableau IV : Charges permanentes du plancher bas RDC .....	7
Tableau V : Charges Surfaiques du Plancher Bas RDC.....	8
Tableau VI : Charges permanentes du plancher haut RDC .....	8
Tableau VII : Charges Surfaiques du Plancher Haut RDC.....	8
Tableau VIII : Charges permanentes du plancher haut 1 <sup>er</sup> étage .....	9
Tableau IX : Charges Surfaiques du Plancher Haut 1er Etage .....	9
Tableau X : Exemple de calcul de poteau.....	13
Tableau XI : Détermination des Sollicitations par la Méthode de CAQUOT .....	17
Tableau XII : Application de la Méthode de CAQUOT à l'ELS.....	19
Tableau XIII : Exemple de calcul d'une poutre rectangulaire.....	23
Tableau XIV : <i>Valeurs des Contraintes Calculées et Limites</i> .....	24
Tableau XV : <i>Application de la Méthode de CAQUOT à l'ELU</i> .....	25
Tableau XVI : Exemple justification poutre à l'effort tranchant.....	26
Tableau XVII : <i>Résultats du Calcul du Voile en Poutre-Cloison</i> .....	31
Tableau XVIII : <i>Résultats de la face interne du Voile</i> .....	32
Tableau XIX : <i>Résultats de la face externe du Voile</i> .....	32
Tableau XX : <i>Paramètres déterminés à partir du profil de SP1</i> .....	34
Tableau XXI : <i>Paramètres déterminés à partir du profil de SP2</i> .....	35
Tableau XXII : <i>Calcul de Capacité Portante au Point SP1</i> .....	36
Tableau XXIII : <i>Calcul de Capacité Portante au Point SP2</i> .....	37
Tableau XXIV : <i>Coefficient de Sécurité en fonction du Nombre de micro-pieux par Massif</i> .....	39
Tableau XXV : <i>Valeurs des Charges Supportées Par Chaque Massif</i> .....	39

---

Tableau XXVI : Dimensionnement de l'escalier de la volée droite.....	47
Tableau XXVII : <i>Calcul des moments sur appuis et en travée d'un plancher-dalle</i> .....	57
Tableau XXVIII : Exemple de calcul de poutre.....	62

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Lignes de Rupture de panneaux de dalle .....	5
Figure 2 : Longueur de Flambement suivant les conditions aux extrémités.....	10
Figure 3 : Les Cas de Chargements pour Application de la Méthode de CAQUOT .....	16
Figure 4 : Tracé des Courbes Enveloppes.....	20
Figure 5 : <i>Vue sur les Sollicitations des Voiles</i> .....	27
Figure 6 : <i>Coupe Longitudinale du Massif</i> .....	40
Figure 7 : <i>Coffrage du Massif</i> .....	41
Figure 8 : <i>Ferraillage du Massif</i> .....	44
Figure 9 : <i>Poteau de plancher-dalle avec champignon et retombée locale</i> .....	49
Figure 10 : <i>Domaine d'application</i> .....	50
Figure 11 : <i>Bandes d'appui et bandes centrales</i> .....	52
Figure 12 : <i>Répartition des moments d'un portique intermédiaire</i> .....	53
Figure 13 : <i>Répartition des moments entre bandes sur appuis et en travée</i> .....	53
Figure 14 : <i>Calcul de l'effort tranchant</i> .....	54
Figure 15 : <i>Portion de Plancher-Dalle</i> .....	55
Figure 16 : <i>Largeurs des panneaux et bandes</i> .....	58
Figure 17 : <i>Coefficients calculés pour des rives partiellement supportées</i> .....	59
Figure 18 : <i>Valeurs des Moments en KN.m/m</i> .....	61
Figure 19 : <i>Valeurs des sections d'aciers en cm<sup>2</sup> /ml</i> .....	63
Figure 20 : <i>Aciers inférieurs des travées et supérieurs des appuis (Nombre &amp; Diamètre)</i> .....	63
Figure 21 : <i>Abscisses des points de moments nuls</i> .....	64

## SOMMAIRE

REMERCIEMENTS .....	i
AVANT PROPOS .....	ii
LISTE DES TABLEAUX .....	iii
LISTE DES FIGURES.....	v
SOMMAIRE .....	vi
INTRODUCTION .....	1
SITUATION ET DESCRIPTION DU SITE .....	3
I. Démarche Générale d'un Projet.....	3
II. Conception de l'Ossature du Bâtiment .....	3
II.1. Les bases de la Conception .....	3
II.2. La distribution des charges .....	4
III. La descente de charges .....	4
III.1. Méthode des lignes de rupture .....	4
III.2. Hypothèses .....	6
III.2.1. Matériaux .....	6
III.2.2. Les charges permanentes.....	6
III.2.3. Les charges d'exploitation .....	7
III.2.4. Combinaisons d'actions.....	7
III.2.5. Documents fournis .....	9
IV. Calcul des Poteaux en Compression Centrée (BAEL 91 Modifié 99).....	9
IV.1. Calcul du ferrailage .....	9
IV.1.1. Longueur de flambement.....	10
IV.1.2. Calcul de la section d'acier longitudinal .....	10
IV.2. Dispositions constructives .....	11
IV.2.1. Ferrailage minimum.....	11

IV.2.2.	Ferraillage maximum.....	11
IV.2.3.	Espacement maximum .....	11
IV.2.4.	Armatures transversales.....	11
IV.2.5.	Zone de recouvrement .....	12
V.	Calcul des poutres .....	14
V.1.	Méthode de Calcul des Poutres Continues.....	14
V.1.1.	Principe de la Méthode de CAQUOT .....	15
V.1.1.1.	Calcul des moments sur appui.....	15
V.1.1.2.	Calcul des moments en travée .....	15
V.1.1.3.	Calcul des efforts tranchants.....	16
V.1.1.4.	Application de la Méthode de CAQUOT sur une poutre continue.....	17
V.1.2.	Calcul des armatures longitudinales.....	20
V.1.2.1.	Démarche pour le calcul en flexion simple.....	20
V.1.2.2.	Hypothèses de calcul à l'ELS.....	20
V.1.2.3.	Les Etats limites de Service.....	21
V.1.2.4.	Calcul de la section d'aciers longitudinaux à l'ELS.....	21
V.1.2.5.	Calcul des contraintes à l'ELS.....	23
V.1.2.6.	Calcul de la section d'aciers transversaux .....	24
VI.	Calcul des Voiles enterrés au sous sol.....	27
VI.1.	Sollicitations Verticales .....	27
VI.1.1.	Armatures principales inférieures .....	28
VI.1.2.	Armatures horizontales réparties inférieures .....	28
VI.1.3.	Armatures horizontales réparties supérieures.....	28
VI.1.4.	Armatures verticales réparties .....	29
VI.2.	Sollicitations Horizontales.....	29
VII.	Fondations .....	33
VII.1.	Généralités.....	33



VII.1.1.	Définition .....	33
VII.1.2.	Choix des différents types de fondations.....	33
VII.2.	Le rapport de Sol.....	33
VII.3.	Etude du type de fondation .....	33
VII.3.1.	Calcul de capacité portante.....	34
VII.3.1.1.	Contrainte de rupture sous la pointe $Q_u$ .....	34
VII.3.1.2.	Frottement latéral unitaire $Q_s$ .....	34
VII.3.1.3.	Charge mobilisable en frottement latéral $Q_{su}$ .....	35
VII.3.1.4.	Charge reprise en pointe $Q_{pu}$ .....	35
VII.3.1.5.	Charge limite $Q_u$ .....	35
VII.3.1.6.	Charge de fluage $Q_f$ .....	35
VII.3.2.	Calcul au flambement des micro pieux .....	38
VII.3.3.	Calcul de stabilité des micro-pieux.....	38
VII.3.4.	Dimensionnement en Béton Armé du massif M4 ci-dessus.....	40
VII.3.4.1.	Entre-axe des micro-pieux .....	40
VII.3.4.2.	Dimensions du massif.....	40
VII.3.4.3.	Compression des bielles.....	41
VII.3.4.4.	Contrainte tangente .....	42
VII.3.4.5.	Armatures inférieures .....	42
VII.3.4.6.	Dispositions constructives des armatures .....	43
VII.3.5.	Dispositions constructives des massifs.....	44
VIII.	Calcul de l'escalier.....	45
VIII.1.	Démarche .....	45
VIII.2.	Vérification et Aciers .....	46
VIII.2.1.	Cisaillement .....	46
VIII.2.2.	Vérification de la torsion .....	48
IX.	Calcul de plancher-dalle .....	49

IX.1.	Définition .....	49
IX.2.	Calcul.....	49
IX.3.	Charge de calcul et Méthode de calcul.....	51
IX.3.1.	Découpage des bandes générales en bandes sur appuis et en bandes en travées .....	51
IX.3.2.	Répartition des moments globaux et des aciers .....	52
IX.3.3.	Vérification à l'effort tranchant.....	54
IX.4.	Etude du plancher-dalle : Panneau compris par les files C' et F d'une part et 1 et 3 d'autre part (Voir Plan Plancher Haut RDC en Annexe ...)	55
IX.4.1.	Vérification des conditions .....	55
IX.4.2.	Calcul des moments pour les bandes parallèles à (Ox).....	55
IX.4.3.	Largeurs des bandes et répartition des moments.....	57
IX.4.3.1.	Dans le panneau compris entre les files 1 et 2 et C' et D.....	57
IX.4.3.2.	Dans le panneau compris entre les files 2 et 3 et C' et D.....	57
IX.4.3.3.	Dans le panneau compris entre les files 1 et 2 et D et E .....	57
IX.4.3.4.	Dans le panneau compris entre les files 2 et 3 et D et E .....	57
IX.4.4.	Calcul des sections d'aciers .....	61
IX.4.5.	Effort tranchant .....	64
IX.5.	Simulation sur ROBOT.....	65
CONCLUSION .....		67
BIBLIOGRAPHIE.....		68
ANNEXE .....		69

---

## INTRODUCTION

Avec l'explosion immobilière, les investissements accrus en infrastructures, la construction de maisons individuelles et les grands projets de l'Etat du Sénégal, la demande en ciment augmente en permanence. Ainsi pour faire face à cette situation, la SOCOCIM Industries a mis tous les moyens nécessaires pour satisfaire ses clients et répondre aux besoins du pays et de la sous région (Mali ; Guinée ; Gambie ; etc.) en projetant une nouvelle ligne de production. Cette dernière s'est traduite dans le domaine du génie civil par :

- ***La Construction du Four 5*** : le clinker qui constitue la matière de base pour la fabrication du ciment est produit par le Four et repris par chargeuse ou camions pour alimenter les trémies du Broyeur ;
- ***La Construction du Broyeur BK 6*** : comme son nom l'indique, le broyeur broie le clinker ainsi que les autres constituants nécessaires à la fabrication du ciment ;
- ***La Construction du Silo 10*** : il permet de stocker 12 000 tonnes de ciment, c'est un silo en béton armé avec un cône inversé à sa base ;
- ***La Construction de l'Ensachage 6*** ;
- ***Réalisation de la Nouvelle Route d'Accès*** : pour limiter le trafic des camions sur la route actuelle en état de dégradation très avancée, l'accès au parking est prévu au rond point « Bata » sur la Route Nationale ;
- ***La Construction de la Nouvelle Direction Commerciale*** : faisant face à la Société BATA sur la Route Nationale ;
- ***Le Projet de Réalisation de la Nouvelle Direction Technique*** : dont l'étude d'Exécution fait l'objet de ce Projet de Fin d'Etudes ;

Avec la Nouvelle ligne de cuisson, il est nécessaire de réaliser une salle de contrôle assez moderne pour prendre en compte l'actuelle et la future lignes. De plus, au niveau de la SOCOCIM, on note un problème de communication entre les différents services techniques, dû à leur implantation. Ainsi pour pallier à cela, la Direction Générale a décidé de construire un bâtiment dans lequel se trouveront d'une part une salle de contrôle moderne et d'autre part les différents services techniques. Ce bâtiment portera le nom de « Nouvelle Direction Technique ».

---

La Conception et le Dimensionnement d'une structure que ce soit un bâtiment, un ouvrage d'art ou toute autre construction ayant une fonction particulière sont l'œuvre d'une équipe pluridisciplinaire dont au moins un ingénieur Génie Civil. Ce dernier aura la lourde tâche de faire :

- La Mise en Charges : compte tenu de la fonction, de la position et de l'environnement de la structure, de déterminer la nature et la valeur des charges qui la sollicitent ;
- L'Analyse Structurale : qui permettra de déterminer la nature et la valeur des efforts dans les différents éléments de structure ;
- Le Choix des Dimensions : compte tenu des valeurs trouvées pour les sollicitations, on choisira les dimensions pour chacun des éléments de la structure ;
- Les Calculs de Contraintes et de Déplacements puis de les comparer avec les valeurs admissibles.

La solution ainsi obtenue doit être conforme aux critères de coûts, architecturaux mais aussi et surtout de résistance mécanique pendant toute la durée de vie de la structure.

Le but de la présente étude est de proposer une structure en béton armé d'un bâtiment, à trois (03) niveaux avec sous-sol (Voir Plans Archi), à usage de bureaux en déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

La modélisation de la structure s'accompagnant de la mise en charges se fera sur la base des documents architecturaux. Ainsi pour analyser l'ouvrage, il est nécessaire de le remplacer par une série de lignes qui représentent les axes de ses divers éléments. Ces derniers seront prédimensionnés en input (par exemple par la portée pour le cas des poutres) en se collant au mieux à l'aménagement architectural. Après la répartition des charges, nous finirons par la détermination définitive des géométries et des sections d'aciers.

## SITUATION ET DESCRIPTION DU SITE

Le site retenu pour le projet est situé dans l'enceinte de l'usine au nord de l'actuelle Direction d'Exploitation et au sud du Hall de pré homogénéisation.

Le projet s'inscrit dans une étendue d'environ 1000m<sup>2</sup>. Le site est actuellement occupé d'une part par un espace vert et d'autre part, par une aire dallée au béton.

Le projet s'étagera sur 3 niveaux (sous-sol + RDC + 1) représentant une surface totale de 995 m<sup>2</sup> environ. La façade principale du RDC fait face au Poste 1.

De par ses dimensions moyennes (25 m x 40 m), un joint de dilatation a été installé.

### *I. Démarche Générale d'un Projet*

Un projet peut être défini comme un ensemble cohérent d'investissement qui répond à des mesures environnementales, économiques, techniques et parfois institutionnelles, pour atteindre un groupe d'objectifs de développement, selon un calendrier bien défini.

Pour le réussir il faut une certaine cohérence dans la démarche en partant d'abord de la naissance du projet puis la conception et le dimensionnement et enfin la réalisation.

Le Maître d'Ouvrage commence par exprimer la volonté de réaliser un ouvrage. Il définit à l'état brut les contours de celui-ci. De ce cadrage, vont ressortir les orientations techniques et financières. C'est la naissance du projet et ce sont ces orientations qui feront l'objet du cahier de charges à remettre à l'Architecte. Ce dernier fournira, en fonction des orientations du Maître d'Ouvrage, les pièces écrites et les documents graphiques.

Après cette première étape, ces documents sont transmis au Bureau d'Etudes qui aura la charge de produire les plans d'exécution, de concevoir les méthodes d'exécution, ou de mettre en point les documents concernant l'exécution des équipements.

### *II. Conception de l'Ossature du Bâtiment*

#### *II.1. Les bases de la Conception*

La conception, précédant le dimensionnement, a pour but de déterminer les dimensions et l'armature de l'ossature du bâtiment, de façon à répondre économiquement aux exigences de l'architecte et du Maître d'ouvrage tout en garantissant la capacité portante de l'ossature et son fonctionnement à long terme.

Il s'agit de placer nos poutres et poteaux qui transmettent les charges des planchers jusqu'aux fondations. Les résultats définitifs d'une étude de conception prennent la forme de plans et de devis dûment scellés et signés par l'ingénieur et émis aux fins de la construction.

La conception est un procédé plus complexe que la vérification, car le concepteur doit choisir la forme, les dimensions et l'armature parmi un éventail de possibilités de façon à réduire au minimum le coût de la réalisation tout en respectant les critères suivants :

- le respect des plans architecturaux,
- le respect des normes,

- La faisabilité technique.

La conception d'un système ou d'une ossature entière constitue donc le travail d'une équipe pluridisciplinaire maîtrisant à la fois les aspects théoriques de calcul et les contraintes pratiques d'exécution.

## *II.2. La distribution des charges*

Pour ce projet, les charges verticales (généralement surfaciques) sont reprises par les planchers en béton armé reposant sur les poutres et des poteaux (cas des plancher-dalles). Il existe deux types de distribution de charges dans ce projet :

- La distribution plancher → Poutres → Poteaux → Fondations
- La distribution plancher → Poteaux → Fondations

**NB :**

Nous avons arrêté comme notation sur les plans de coffrage :

P : poutre ; K : poteau ; L : longrine ; M : massif en tête de pieu ; V : voile

## *III. La descente de charges*

Une descente de 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.

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. Le règlement BAEL 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.

On considère que toutes les liaisons existant dans la structure sont des appuis simples. On considère également qu'il y'a pas de continuité entre les travées successives de poutres ou de dalles. La descente de charges se mène comme un calcul isostatique.

Très souvent, les charges sur les planchers sont uniformément distribuées. Dans le cas où ces planchers seraient constitués de dalles qui reposent sur un système de poutres orthogonales, il est important de connaître quelle partie de la charge uniformément répartie est reprise par chaque poutre. Les charges surfaciques sont affectées en fonction des surfaces de planchers attribuées à chaque élément porteur (refend, poutre, poteau, ...), appelées surfaces d'influence. Ces dernières sont délimitées par la Méthode des Lignes de Rupture

### *III.1. Méthode des lignes de rupture*

Les lignes de rupture (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilables à des lignes droites) d'un panneau de dalle encastré sur son contour se composent de tronçons :

- Formant un angle de  $45^\circ$  avec les rives du panneau ;

- Ou parallèles à son grand coté ;

*Panneau carré*

*Panneau rectangulaire*

Figure 1 : Lignes de Rupture de panneaux de dalle

En présence de charges triangulaires ou trapézoïdales, il est possible de convertir ces dernières en des charges uniformément réparties équivalentes. Le tableau I donne les règles de conversion.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées de poutres :

$P_v$  : produisant le même effort tranchant sur un appui de la poutre de référence que la charge apportée par la dalle ;

$P_m$  : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence que la charge apportée par la dalle.

Pour un panneau de dalle, les expressions de  $P_v$  et  $P_m$  sont les suivantes :

Tableau I : Conversions des Efforts en des Charges Uniformes

<b>FORME</b>	<b>TRAPEZE</b>	<b>TRIANGLE</b>
$P_m$	$(1 - \frac{\rho^2}{3}) \frac{Pl_x}{Z}$	$\frac{Pl_x}{3}$
$P_v$	$(1 - \frac{\rho}{2}) \frac{Pl_x}{Z}$	$\frac{Pl_x}{4}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}; P = \text{Charge au m}^2 \text{ de dalle}; P_m \text{ et } P_v = \text{Charge au ml de poutre}$$

Lors de la descente de charges, les réactions aux appuis seront majorées de 15% pour les appuis centraux dans le cas de poutre à deux travées et de 10% pour les appuis centraux voisins des appuis de rive.

Les sollicitations recherchées pour un poteau correspondent à la sommation des réactions d'appui des poutres qui s'y reposent.

### *III.2. Hypothèses pour les chargements*

#### *III.2.1. Matériaux*

La résistance à 28 jours du béton est de 25MPa et les aciers utilisés sont des hautes adhérences de résistance Fe E 400 ;

La fissuration est jugée préjudiciable ;

L'enrobage est de 3cm

#### *III.2.2. Les charges permanentes*

Pour les charges permanentes des éléments courants, les valeurs se trouvent dans le Tableau II

**Tableau II : Charges permanentes des éléments courant**

<i>Désignation</i>	<i>Poids en T/m<sup>2</sup></i>
Dalle pleine de 35cm	0.875
Dalle pleine de 30cm	0.750
Dalle pleine de 25cm	0.625
Dalle pleine de 15cm	0.375
Dalle pleine de 14cm	0.350
Enduit sous Dalle de 2,5cm	0.030
Cloison de 20cm + Enduit	0.360
Cloison de 15cm + Enduit	0.290
Etanchéité + Protection	0.100
Carrelage Grès Cérame + Enduit de Pose	0.100
Cloison de Distribution	0.100
Faux plafond	0.030
Charpente à la Terrasse	0.060
Sable pour jardin au RDC	1.050



### III.2.3. Les charges d'exploitation

Les charges d'exploitation se trouvent dans le Tableau III.

Tableau III : Charges d'Exploitation des éléments courants

<i>Désignation</i>	<i>Poids en T/m<sup>2</sup></i>
Bureau	0.250
Salle Archives	0.600
Circulations & Escaliers	0.250
Balcon	0.350
Labo & Local Technique	0.500
Salle Photocopie	0.250
Salle de Réunion	0.350
Terrasse inaccessible	0.100

### III.2.4. Combinaisons d'actions

#### Plancher Bas RDC

Tableau IV : Charges permanentes du plancher bas RDC

<i>Charges Permanentes</i>	<i>En T/m<sup>2</sup></i>
Cloison de 20 cm + Enduit	0.360
Carrelage en GC + Enduit de Pose	0.100
Total (G)	0.460

**Tableau V : Charges Surfaiques du Plancher Bas RDC**

<i>Désignation</i>	<i>Permanentes (G)</i>	<i>Exploitation (Q)</i>	<i>ELS (T/m<sup>2</sup>)</i>	<i>ELU (T/m<sup>2</sup>)</i>
Bureaux & Circulation	0.460	0.250	0.710	0.996
Salle de Réunion	0.460	0.350	0.810	1.146
Salle d'Archives	0.460	0.600	1.060	1.521
Labo & Local Technique	0.460	0.500	0.960	1.371
Salle Photocopie	0.460	0.250	0.710	0.996
Jardin	1.050	-	1.050	1.418

**Plancher Haut RDC****Tableau VI : Charges permanentes du plancher haut RDC**

<i>Charges Permanentes</i>	<i>En T/m<sup>2</sup></i>
Enduit sous dalle de 2.5cm	0.030
Cloison de 20cm + Enduit	0.360
Carrelage en GC + Enduit de Pose	0.100
Faux Plafond	0.030
Total (G)	0.520

**Tableau VII : Charges Surfaiques du Plancher Haut RDC**

<i>Désignation</i>	<i>Permanentes (G)</i>	<i>Exploitation (Q)</i>	<i>ELS (T/m<sup>2</sup>)</i>	<i>ELU (T/m<sup>2</sup>)</i>
Bureaux & Circulation	0.520	0.250	0.770	1.077
Salle de Réunion	0.520	0.350	0.870	1.227
Local Technique	0.520	0.500	1.020	1.452
Salle Photocopie	0.520	0.250	0.770	1.077

## *Plancher Haut 1<sup>er</sup> Etage*

Tableau VIII : Charges permanentes du plancher haut 1<sup>er</sup> étages

<i>Charges Permanentes</i>	<i>En T/m2</i>
Enduit sous Dalle	0.030
Etanchéité + Protection + Forme de pente	0.110
Faux Plafond	0.030
Total (G)	0.170

Tableau IX : Charges Surfaceutes du Plancher Haut 1er Etage

<i>Désignation</i>	<i>Permanentes (G)</i>	<i>Exploitation (Q)</i>	<i>ELS (T/m2)</i>	<i>ELU (T/m2)</i>
Terrasse Inaccessible	0.170	0.10	0.270	0.380

### *III.2.5. Documents fournis*

Les documents qui ont été fournis sont :

- Plans architecturaux ;
- Le rapport de Sol ;

## *IV. Calcul des Poteaux en Compression Centrée (BAEL 91 Modifié 99)*

Un poteau est réputé centré si le centre de gravité des armatures longitudinales coïncide avec celui de la pièce et avec le point d'application de l'effort normal de compression. Il n'y a donc pas théoriquement de moment fléchissant qui pourrait être engendré soit par excentrement de l'effort normal, soit par une autre action (vent, poussée de terres, ...). Autrement, la pièce travaille en compression et en flexion, il s'agit alors de la flexion composée.

Du point de vue réglementation, nous pourrions considérer qu'un poteau est soumis à une compression centrée lorsque l'effort normal de compression est très légèrement excentré. Par ailleurs, la qualité de l'exécution doit être telle que l'imperfection de rectitude e des poteaux puisse être estimée au plus à : max. (1cm ; L/500) ou (a/12 ou b/12) avec L la longueur du poteau. Ainsi les poteaux soumis à notre étude seront calculés en compression centrée.

### *IV.1. Calcul du ferrailage*

Le calcul des aciers est mené à partir de la formule forfaitaire (elle ne découle pas d'une loi mécanique mais d'un ensemble d'essais réalisés qui ont permis d'établir une règle). Cette

formule permet de dimensionner le poteau de façon à qu'il ne flambe pas (car les aciers longitudinaux pallient la fragilité du béton et résistent aux efforts éventuels de flexion et les aciers transversaux empêchent le flambement des aciers longitudinaux). Dans ce cas, le poteau travaille uniquement en compression. Il n'y a pas risque d'ouverture de fissures sur les faces du poteau, ce qui ne nuit pas à sa tenue dans le temps. Le poteau sera donc calculé à l'ELU.

#### IV.1.1. Longueur de flambement

Pour une même longueur libre (longueur mesurée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de la jonction avec la fondation avec la face supérieure du premier plancher) et une même section, un élément flambra différemment en fonction de ses liaisons avec les autres éléments. Un poteau articulé flambra plus facilement, la longueur de flambement permet de prendre en compte les liaisons dans le calcul. La longueur de flambement est la distance mesurée entre deux points d'inflexion successifs.

En fonction des conditions aux extrémités, il existe une relation entre les longueurs libre et de flambement. Les valeurs figurent dans le schéma ci-dessous :

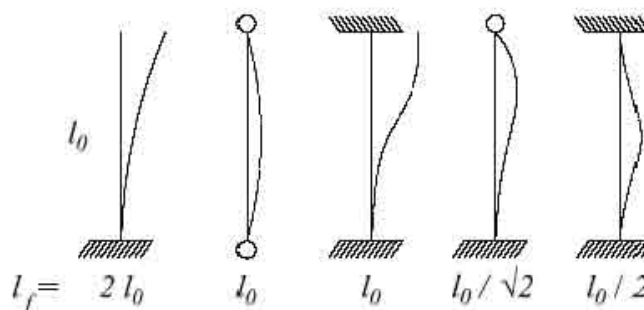


Figure 2 : Longueur de Flambement suivant les conditions aux extrémités

#### IV.1.2. Calcul de la section d'acier longitudinal

$$N_{u} = \alpha \left( \frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_{sc} \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (1)$$

Cette formule montre que l'effort normal  $N_u$  appliqué au poteau est repris en partie par le béton qui travaille à  $f_{c28}/\gamma_b$  et en partie par l'acier qui travaille  $F_e/\gamma_s$ .  $\gamma_s$  et  $\gamma_b$  sont les coefficients de sécurité appliqués aux matériaux.  $\alpha$  va caractériser le flambement et limitera l'effort  $N_u$  par rapport à ce que reprendrait le poteau en compression s'il ne flambait pas. Plus de la moitié des charges sont supposées être appliquées après 90 jours.

Dans cette formule,

- $Br$  désigne la section réduite de 1 cm décalé vers l'intérieur
- $Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$  pour les sections rectangulaires
- $Br = \pi(D - 0.02)^2/4$  pour les sections circulaires

$\alpha$  est la réduction de l'effort repris par le poteau. La valeur de  $\alpha$  est calculée à partir de l'élanement  $\lambda$ .

$$\lambda = \frac{Lf\sqrt{12}}{\alpha} \text{ pour un poteau rectangulaire de petit côté } a$$

$$\lambda = \frac{4Lf}{\emptyset} \text{ pour un poteau circulaire de diamètre } \emptyset$$

$$\text{si } \lambda < 50, \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\text{si } 50 < \lambda < 70, \quad \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

Tous les paramètres de (1) étant évalués, on en tire la section d'aciers :

$$A_{sc} = \frac{\gamma_s}{\alpha} \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br f_c 28}{0.9 \gamma_b} \right)$$

## IV.2. Dispositions constructives

### IV.2.1. Ferrailage minimum

Deux conditions :

- $A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{m}$  de parement mesuré perpendiculairement à l'axe du poteau
- $A_{\min} = 0,2 \%$  de la section de béton

### IV.2.2. Ferrailage maximum

$A_{\max} = 5 \%$  de la section de béton

### IV.2.3. Espacement maximum

La distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à :

- La longueur du petit côté du rectangle augmenté de 10cm
- 40 cm

Pour un poteau circulaire, un minimum de 6 barres est obligatoire.

### IV.2.4. Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales (les cadres, les épingles, les étriers,...) est la valeur la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

Leur espacement est au plus égal à :

- 15 fois le diamètre des armatures longitudinales
- 40 cm
- La plus petite dimension de la pièce augmentée de 10cm

#### *IV.2.5. Zone de recouvrement*

La longueur de recouvrement est égale à  $0.6.l_s$  ( $l_s$  = longueur de scellement droit). Sans calcul plus précis, on prendra  $l_s = 40\Phi$  pour du fe400 et  $50\Phi$  pour du fe500. Trois cadres doivent être disposés sur la longueur de recouvrement.

Bien que le plus grand coté du poteau n'ait pas été défini en début de calcul, la mise en place d'un tableur Excel permet de contrôler simultanément l'ensemble des paramètres. Les détails du tableau sont énumérés dans l'application suivante :

Tableau X : Exemple de calcul de poteau

<b>POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE</b>		
<b>B.A.E.L 91 révisé 99</b>		
<b>Données</b>		
Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b = 0,45 m
	Petit coté du poteau	a = 0,25 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fej = 25 MPa
Hauteur d'étage		Lo = 2,94 m
Poteau de rive : ( 1 ) oui ; ( 2 ) non		Type : 2
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		Nu = 2,22 MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fej	Coefficient réducteur K = 1
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>>> K= 1.1		
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>>> K= 1		
<b>Résultats</b>		
Périmètre de la section	$( 2 \times a ) + ( 2 \times b )$	u = 1,40 m
Moment quadratique de la section	$( b \times a^3 ) / 12$	I.mini = 0,000586 m <sup>4</sup>
Aire de la section	$( a \times b )$	B = 0,1125 m <sup>2</sup>
Aire de la section - 2 cm périphérique	$( a - 0.02 ) \times ( b - 0.02 )$	Br = 0,0989 m <sup>2</sup>
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf = 2,06 m
Rayon de giration	$( I.mini / B ) ^{1/2}$	i = 0,0722 m
Elancement	$( Lf / i )$	λ = 28,52
Control : Elancement <70		Control : vérifié
Coefficient d'élancement	si λ > 50 : α = ( 0.6 ( 50 / λ ) <sup>2</sup> ) / K si λ < 50 : α = ( 0.85 / ( 1 + 0.2 ( λ / 35 ) <sup>2</sup> ) ) / K	α = 0,750
Section théorique d'acier	$[ ( Nu / \alpha ) - ( ( Br \times Fc28 ) / 1.35 ) ] \times ( 1.15 / Fe )$	Ath = 32,40 cm <sup>2</sup>
Section maximale d'acier	$( 5 \% B )$	Amaxi = 56,25 cm <sup>2</sup>
Section de calcul minimale	maxi ( 0.2 % B ; 4 x u ; Ath )	Asc = 32,40 Cm <sup>2</sup>
Control : Asc < A.maxi		Control : vérifié
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles Choix des filants intermédiaires sur b Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 1 : 4 HA 20 Choix 2 : 8 HA 16 Choix 3 : 2 HA 16
Diamètre des armatures comprimées		Øl = 20 mm
Diamètre des aciers transversaux		Øt = 8 mm
Espacement des aciers transversaux	Si Ath < Asc : St = mini ( a+10 cm ; 40 cm ) sinon : St = mini ( a+10 cm ; 15 Øl ; 40 cm )	St = 30 cm
Jonctions par recouvrement	lr = 0.6 ls (soit 24 Øl pour HA 400) (soit 30Øl pour HA 500 et RL 235)	Lr = 48 cm

Pour le choix de la section commerciale des autres poteaux, voir *Annexe 1*.

## *V. Calcul des poutres*

La majeure partie des poutres soumises à notre étude sont des poutres continues en flexion simple. Dans les structures de bâtiments, il est fréquent de rencontrer de telles poutres c'est-à-dire des poutres reposant sur plus de deux appuis. Ces poutres se raccordent continûment aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs. Le calcul doit tenir compte de cette continuité. Une telle poutre est dite hyperstatique car les équations de la statique ne suffisent pas à la détermination de toutes les actions de contact. En fonction des charges et surcharges appliquées, le règlement définit les combinaisons d'actions à considérer dans chaque travée. Le dimensionnement des sections passe par la recherche des courbes enveloppes des moments qui permettent de déterminer :

- Les moments maximaux sur appuis et en travées ;
- Les arrêts de barres sur appuis et en travées (dont le principe sera expliqué dans le calcul des plancher-dalles);

Ces courbes enveloppes sont déterminées en envisageant les différents cas de chargement pour les diverses combinaisons d'actions.

Le travail commence donc par le pré dimensionnement de la section de béton qui nous permettra d'établir les plans de coffrage en Annexe.

### *V.1. Méthode de Calcul des Poutres Continues*

La résistance des matériaux propose des solutions aux problèmes hyperstatiques dans les cas de matériaux homogènes. La méthode classique qui permet de résoudre le cas des poutres continues est la méthode des trois moments.

Cette méthode ne donne pas de bons résultats en béton armé car elle suppose notamment que le matériau est homogène et elle ne prend pas en compte la variation de la largeur de la table des poutres en T. L'expérience a montré aussi que cette méthode de continuité théorique donne des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travée.

Le règlement BAEL prévoit donc deux méthodes de résolution pour des systèmes de poutres continues :

- La Méthode forfaitaire ;
- La Méthode de CAQUOT.

L'application de la méthode forfaitaire exige la satisfaction des conditions suivantes :

- Les planchers du bâtiment sont à charge d'exploitation modérée c'est-à-dire  $Q < \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$  ;
- Les inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- Les portées successives sont dans un rapport entre 0.80 et 1.25 ;
- La fissuration est jugée comme non préjudiciable.



Si l'une de ces conditions n'est pas satisfaite, la méthode de CAQUOT sera utilisée. La fissuration du bâtiment, faisant l'objet de notre étude, étant jugée préjudiciable, la Méthode de CAQUOT sera donc appliquée.

### V.1.1. Principe de la Méthode de CAQUOT

La méthode consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré.

C'est une méthode de continuité simplifiée car le moment fléchissant sur un appui ne dépend que des charges sur les travées qui lui sont adjacentes.

#### V.1.1.1. Calcul des moments sur appui

La poutre continue est assimilée pour le calcul à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié. Dans ce cas, il n'y aura pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui considéré, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité. La méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives :

- $l' = 1$  pour les travées de rive ;
- $l' = 0,81$  pour les travées intermédiaires ;

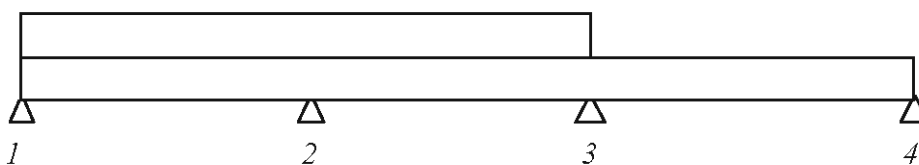
$$M_a = \frac{P_w l' w^3 + P_e l' e^3}{8,5(l' w + l' e)}$$

- $M_a$  = Moment sur appui ;
- $P_w$  et  $P_e$  = charges uniformes sur les travées de gauche et de droite ;
- $l' w$  et  $l' e$  = portées fictives des travées de gauche et de droite ;

#### V.1.1.2. Calcul des moments en travée

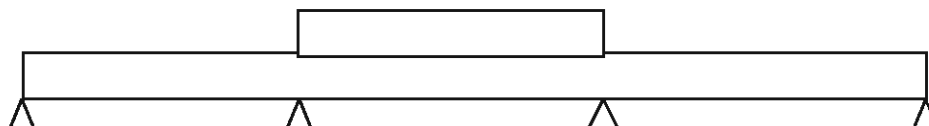
Les moments en travée sont calculés en considérant les travées réelles (de portée  $l$  et non  $l'$ ) chargées ou non suivant le cas et soumises aux moments sur appuis obtenus précédemment. Comme dans l'évaluation des moments sur appuis, on ne considère que les deux travées adjacentes à la travée étudiée, les cas de charges à envisager sont les suivants :

- **Cas 1 : Chargement des travées qui encadrent l'appui pour obtenir le moment sur appui maximal**



Le moment sur l'appui 2 est maximal.

- *Cas 2 : Chargement de la travée considérée pour obtenir le moment en travée maximal*



- *Cas 3 : Chargement des travées adjacentes et déchargement de la travée considérée pour obtenir le moment en travée minimal*

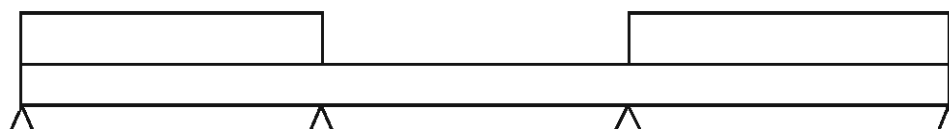


Figure 3 : Les Cas de Chargements pour Application de la Méthode de CAQUOT

Pour un cas de chargement considéré, le moment en travée est donnée par :

$$M(x) = \mu(x) + Mw\left(1 - \frac{x}{l}\right) + Me\frac{x}{l}$$

$\mu(x)$  est le moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudié.

La position du moment maxi en travée est obtenue en recherchant l'abscisse où la dérivée de  $M(x)$  s'annule.

Dans la pratique, quel que soit la méthode adoptée, le but sera la détermination du moment en travée maxi et de la position correspondante.

Pour un chargement uniforme, le moment maxi et sa position sont donnés par :

$$Mo(x) = \frac{q \cdot x}{2}(l - x) + Mw\left(1 - \frac{x}{l}\right) + Me\frac{x}{l}$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{ql}$$

### V.1.1.3. Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant pour un cas de charge donné est calculé comme l'opposé de la dérivée du moment fléchissant. Soit

$$V(x) = -\frac{d\mu(x)}{dx} + \frac{Me - Mw}{l}$$

Sur l'appui  $i$ , les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant sont :

$$Vw(i) = Vwo - \frac{Ma(i) - Ma(i-1)}{l(i-1)} \text{ et } Ve(i) = Veo - \frac{Ma(i+1) - Ma(i)}{l(i)}$$

Où  $V_{wo}$  et  $V_{eo}$  sont les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui  $i$  ;  $Ma(i)$  est le moment sur l'appui  $i$ .

Le Tableau XI récapitule la détermination des efforts par la Méthode de CAQUOT.

Seul un cas de combinaison sera exposé.

Soit une poutre à trois travées de portées respectives  $L_1$ ,  $L_2$  et  $L_3$

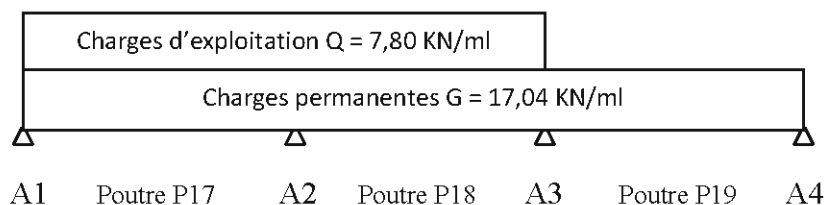
**Tableau XI : Détermination des Sollicitations par la Méthode de CAQUOT**

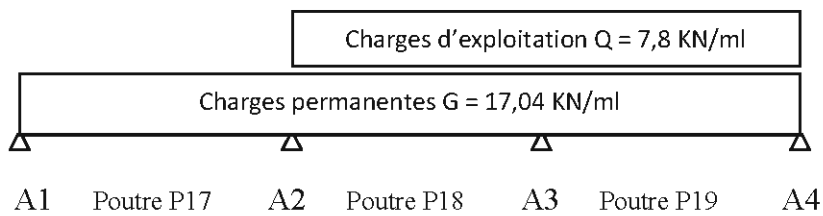
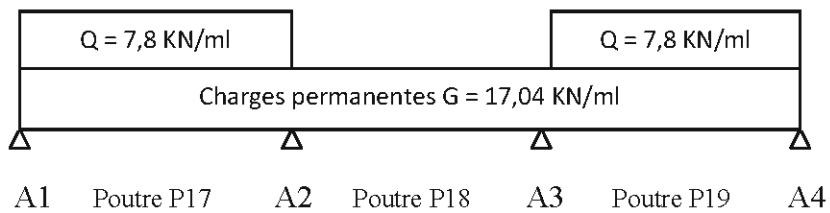
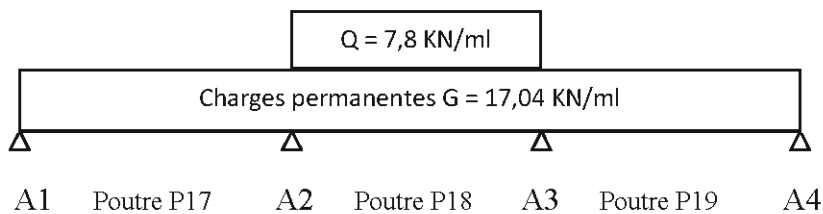
	<i>TRAVEE 1</i>	<i>TRAVEE 2</i>	<i>TRAVEE 3</i>
<i>Portée (m)</i>	$L_1$	$L_2$	$L_3$
<i>Portée fictive (m)</i>	$L'_1$	$L'_2$	$L'_3$
<i>Cas 1</i>	$P_1$	$P_2$	$P_3$
<i>Moment sur appui</i>	0 <span style="float:right"><math>Ma_1</math></span>	$Ma_2$	0
<i>Moment en travée</i>	$Mt_1 = 0,5XP_1 (L_1-X) + Ma_1.X/L_1$	$Mt_2 = 0,5XP_2 (L_2-X) + Ma_2.X/L_2 + Ma_1 (1-X/L_2)$	$Mt_3 = 0,5XP_3 (L_3-X) + Ma_2. (1-X/L_3)$
<i>Abscisse x où <math>Mt = Mt_{max}</math></i>	$X_1$	$X_2$	$X_3$
<i><math>Mt_{max}</math></i>	$Mt_{1max} = 0,5X_1P_1 (L_1-X_1) + Ma_1.X_1/L_1$	$Mt_2 = 0,5X_2P_2 (L_2-X_2) + Ma_2.X_2/L_2 + Ma_1 (1-X_2/L_2)$	$Mt_3 = 0,5X_3P_3 (L_3-X_3) + Ma_2.(1-X_3/L_3)$
<i><math>V_{max}</math></i>	$0,5P_1*L_1 + Ma_1/L_1$	$0,5P_2*L_2 + (Ma_2 - Ma_1)/L_2$	$0,5P_3*L_3 + Ma_2/L_3$
	$-0,5P_1*L_1 + Ma_1/L_2$	$-0,5P_2*L_2 + (Ma_2 - Ma_1)/L_2$	$-0,5P_3*L_3 + Ma_2/L_3$

#### V.1.1.4. Application de la Méthode de CAQUOT sur une poutre continue

Considérons la file de poutres P17 à P19 du plancher Haut du RDC. La méthode de CAQUOT étant conçue pour des charges uniformément réparties, il faudra donc transformer les charges triangulaires et trapézoïdales en des charges équivalentes uniformément réparties. Cette conversion se fera à l'aide du tableau I.

#### Cas de chargement 1 : Moment max à l'appui A2



**Cas de chargement 2 : Moment max à l'appui A3****Cas de chargement 3 : Moments max aux travées P17 et P19****Cas de chargement 4 : Moment max à la travée P18**

Le calcul des moments sur appuis et en travées peut être présenté dans un tableau comprenant autant de colonnes qu'il y a de travées et d'appuis sur la poutre continue. Le tableau peut prendre la forme ci-dessous :

Tableau XII : Application de la Méthode de CAQUOT à l'ELS

<i>Appui</i>	<i>Appui 1</i>		<i>Appui 2</i>		<i>Appui 3</i>		<i>Appui 4</i>
<i>Poutre</i>		<i>Poutre P17</i>		<i>Poutre P18</i>		<i>Poutre P19</i>	
<i>Portée L (m)</i>		5,17		2,56		3,9	
<i>Portée fictive L'(m)</i>		5,17		2,048		3,9	
<i>G (KN/ml)</i>		17,04		17,04		17,04	
<i>Q (KN/ml)</i>		7,8		7,8		7,8	
<i>Travée chargée (KN/ml)</i>		24,84		24,84		24,84	
<i>Travée déchargée (KN/ml)</i>		17,04		17,04		17,04	
<i>Moment à l'appui pour Cas 1</i>	0		-59,43		-24,21		0
<i>Moment à l'appui pour Cas 2</i>	0		-41,86		-33,36		0
<i>Moment à l'appui pour Cas 3</i>	0		-58,33		-32,04		0
<i>Moment à l'appui pour Cas 4</i>	0		-41,86		-24,21		0
<i>Moment en travée (KN/ml)</i>		$-12,42x^2+52,93x$		$-12,42x^2+38,68x-41,86$		$-12,42x^2+56,65x-32,04$	
<i>Abscisse x (m)</i>		2,13		1,56		2,2	
<i>Moment en travée max</i>		56,39		-11,75		32,55	

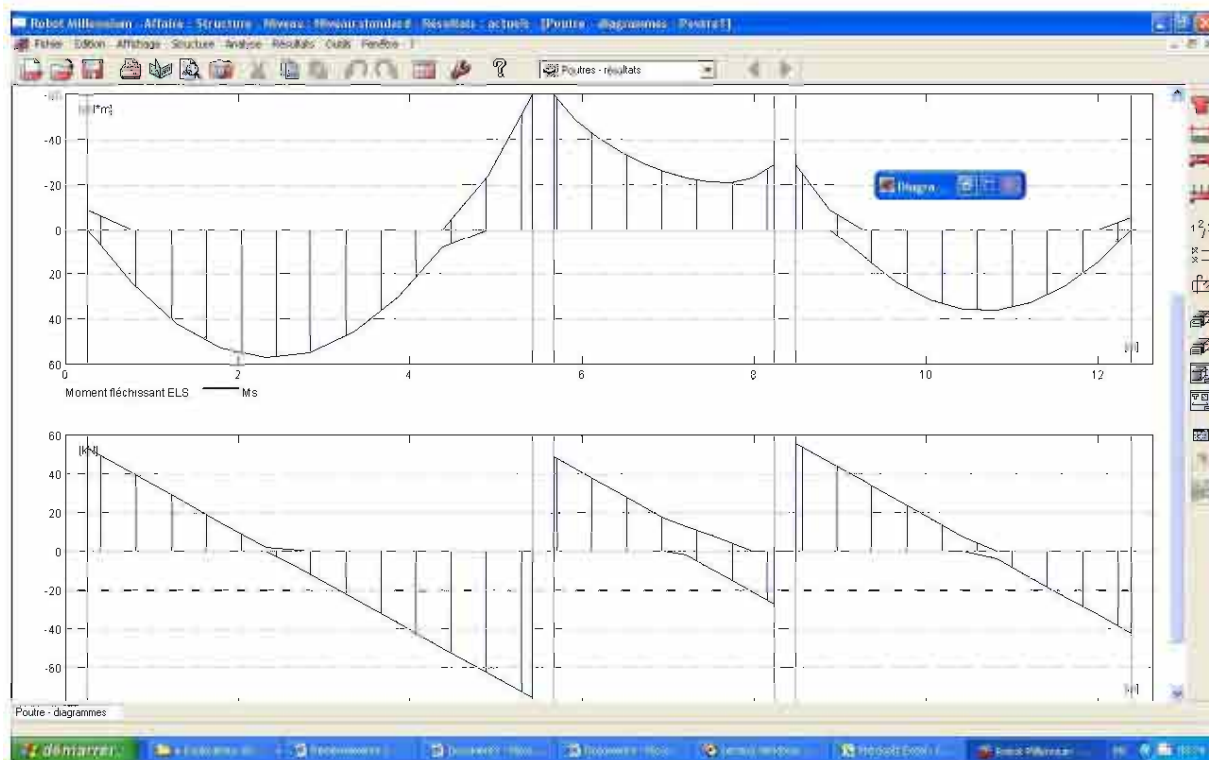


Figure 4 : Tracé des Courbes Enveloppes

Les sollicitations étant connues, il ne reste qu'à calculer les sections d'armatures longitudinales et transversales.

### V.1.2. Calcul des armatures longitudinales

#### V.1.2.1. Démarche pour le calcul en flexion simple

La fissuration de l'ouvrage étant jugée préjudiciable, nous justifierons les poutres à l'Etat Limite de Service (ELS). Les vérifications porteront sur :

- L'Etat limite de compression du béton ;
- L'Etat limite d'ouverture des fissures.

#### V.1.2.2. Hypothèses de calcul à l'ELS

- Les sections droites restent planes après déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures ;
- La résistance du béton tendu est négligée ;
- On peut supposer concentrer en son centre de gravité la section d'un groupe de barres d'aciers ;
- Le béton et l'acier sont des matériaux supposés linéairement élastiques. La loi de Hooke pourra être utilisée

$$\sigma_{bc} = E_{bc} \cdot \epsilon_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

- Le coefficient d'équivalence  $n$  a pour valeur 15. Il est le rapport du module d'élasticité de l'acier à celui différé du béton :

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

- Section homogénéisée :

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques. A une même distance  $y$  de l'axe neutre, le béton et l'acier ont la même déformation du fait qu'il n'y a de glissement relatif entre l'acier et le béton.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{bc} \rightarrow \sigma_s = \frac{E_s}{E_b} \sigma_{bc} = 15\sigma_b$$

La contrainte de l'acier est 15 fois plus grande que celle du béton. Ce qui nous permet de dire que la section d'acier  $A_s$  est équivalente à une section fictive de béton égale à  $n.A_s$ .

En négligeant le béton tendu, nous pouvons remplacer notre section de poutre par une section fictive appelée section homogénéisée.

Comme les matériaux ont un comportement élastique linéaire et que la section est « homogène », nous pouvons appliquer pour le calcul des contraintes, la formule de la Résistance des Matériaux :

$$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} y$$

### V.1.2.3. Les Etats limites de Service

- Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton est limitée à :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$

Pour les poutres rectangulaires soumises à la flexion simple, il peut être admis de ne pas procéder à la vérification de la contrainte de compression du béton lorsque le coefficient de fibre neutre :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Cette formule n'est valable que si les aciers sont de classe FeE400.

- Etat limite d'ouvertures des fissures

#### Contrainte limite de traction de l'acier

La fissuration étant jugée préjudiciable, la contrainte limite de l'acier est donnée par

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{1,6 \cdot f_{tj}} \right\} \text{ avec } f_{tj} : \text{la résistance à la traction à } j \text{ jours}$$

### V.1.2.4. Calcul de la section d'aciers longitudinaux à l'ELS

- Section d'aciers tendus

La section théorique d'aciers tendus est donnée par  $A_{st} = \frac{M_{ser}}{z \cdot \sigma_{st}}$

Le bras de levier  $z$  est donné par  $z = d \left( 1 - \frac{\alpha_L}{3} \right)$  et  $\alpha_L = \frac{m \sigma_{bc}}{m \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$

### ▪ Moment résistant béton

C'est le moment maximum que peut équilibrer une section de béton sans lui ajouter d'acier comprimé. Les matériaux ont atteint donc leur contrainte admissible. A l'ELS, le moment résistant béton  $M_{rsb}$  est donné par :

$$M_{rsb} = 0,5 \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc\lim} \cdot \alpha_{lim} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{lim}}{3}\right)$$

Le moment à l'ELS étant déjà connu, il faut le comparer à  $M_{rsb}$  pour justifier la nécessité ou non d'aciers comprimés.

- Si  $M_{ser} < M_{rsb}$  alors il n'y a que des armatures simples d'où  $A_{st} = \frac{M_{ser}}{z \cdot \sigma_{st}}$
- Si  $M_{ser} > M_{rsb}$  alors il y a des armatures comprimés alors

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[ \frac{M_{rsb}}{z} + \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d')} \right] \text{ et } A_{sc} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[ \frac{M_{ser} - M_{rsb}}{(d - d')} \right]$$

Il y'a lieu de prendre au niveau des appuis un moment équivalent à 15% du moment isostatique.

La mise en place d'un tableau Excel permet le calcul automatique des différentes étapes :

#### Exemple de Calcul de Ferrailage de la Poutre P17

Données :  $M_t = 57 \text{ KN.m}$  ;  $b = 0,20\text{m}$  ;  $h = 60\text{cm}$  ;  $L = 5,17\text{m}$



Tableau XIII : Exemple de calcul d'une poutre rectangulaire

<b>POUTRE RECTANGULAIRE A L'E.L.S.</b>		
<i>B.A.E.L 91 révisé 99</i>		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b = 0,20 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d = 0,54 m
	Hauteur utile des aciers comprimés (si nécessaire)	d' = 0,05 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 = 25 MPa
Moment de service		Mser = 0,057 MN.m
Conditions de fissuration ( 1 ) FP , ( 2 ) FTP		Type : 1
Calcul des contraintes admissibles		
Contrainte de compression du béton	( 0.6 x Fc28 )	$\sigma_{bc} = 15$ MPa
Contrainte limite de traction du béton	0.6 + ( 0.06 x Fc28 )	Ft28 = 2,10 MPa
Contrainte limite de traction des aciers	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( $\eta$ x Ftj ) <sup>1/2</sup> ) ) )	
	FTP = 0.80 x $\sigma_{st}$ ( FP )	$\sigma_{st} = 201,63$ MPa
Paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$	$\alpha = 0,527$
Ordonnée de la fibre neutre	d x $\alpha$	y = 0,285 m
Bras de levier du couple interne	d - ( y / 3 )	Zb = 0,445 m
Moment résistant du béton de service	0.5 x $\sigma_{bc}$ x b x $\alpha$ ( 1 - ( $\alpha$ / 3 ) ) x d <sup>2</sup>	Mrbser = 0,190 MN.m
Etat limite de compression du béton	si Mrbser > Mser =>> Pas d'aciers comprimés si Mrbser < Mser =>> Aciers comprimés nécessaires	Système d'armatures retenu Pas d'aciers comprimés
Détermination des sections théoriques d'aciers		
Section des aciers tendus	si pas d'aciers comprimés =>> Mser / ( $\sigma_{st}$ x Zb )	
	si aciers comprimés nécessaires =>> [ Mrbser / ( $\sigma_{st}$ x Zb ) ] + [ ( Mser - Mrbser ) / ( $\sigma_{st}$ x ( d - d' ) ) ]	Ast = 6,35 cm <sup>2</sup>
Contrainte des aciers comprimés	15 x [ ( $\sigma_{bc}$ x ( y - d' ) ) / y ]	$\sigma_{sc} = 0,00$ MPa
Section des aciers comprimés	( Mser - Mrbser ) / ( $\sigma_{sc}$ x ( d - d' ) )	Asc = 0,00 cm <sup>2</sup>

Nous optons de mettre 6HA14. Soit une section d'aciers réelle de 9,24cm<sup>2</sup>.

#### V.1.2.5. Calcul des contraintes à l'ELS

Plus haut dans la partie section homogénéisée, nous avons  $\sigma = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$

Il faut calculer le moment quadratique I de la section et la position y de l'axe neutre.

### ▪ Position de l'axe neutre

Pour connaître  $y$ , il suffit d'annuler le moment statique de la section par rapport à l'axe neutre. L'équation des moments statiques par rapport à la fibre neutre est donnée par :

$$\frac{by^2}{2} + nAsc(y - d') - nAst(d - y) = 0 \quad \text{avec } y > 0$$

### ▪ Moment quadratique de la section

En négligeant l'inertie des armatures par rapport à leur centre de gravité, le moment quadratique est donné par :

$$I = \frac{by^3}{3} + nAsc(y - d')^2 + nAst(d - y)^2$$

### ▪ Contraintes dans le béton et de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y ; \sigma_{st} = \frac{nMser}{I} (d - y) \quad \text{et} \quad \sigma_{sc} = \frac{nMser}{I} (y - d')$$

Il faut veiller à ce que ces contraintes soient inférieures aux contraintes limites du béton et de l'acier.

Les résultats obtenus après application numérique sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XIV : Valeurs des Contraintes Calculées et Limites

	Valeur Calculée	Valeur Limite	Observation
Axe neutre $y$ (cm)	22,4		
Moment quadratique $I$ (cm <sup>4</sup> )	256 556		
Contrainte du béton $\sigma_{bc}$ (Mpa)	6,57	15	Vérifié
Contrainte de l'acier $\sigma_{st}$ (Mpa)	159,28	201	Vérifié

#### V.1.2.6. Calcul de la section d'aciers transversaux

Comme les poutres à sections rectangulaires sont toujours calculées à l'ELU vis-à-vis de l'effort tranchant, nous allons reprendre le tableau de détermination des efforts par la Méthode de CAQUOT ci-dessous dans lequel les calculs seront faits cette fois-ci à l'ELU.

Tableau XV : Application de la Méthode de CAQUOT à l'ELU

<i>Appui</i>	<i>Appui 1</i>		<i>Appui 2</i>		<i>Appui 3</i>		<i>Appui 4</i>
<i>Poutre</i>		<i>Poutre P17</i>		<i>Poutre P18</i>		<i>Poutre P19</i>	
<i>Portée L (m)</i>		5,17		2,56		3,9	
<i>Portée fictive L' (m)</i>		5,17		2,048		3,9	
<i>G (KN/ml)</i>		17,04		17,04		17,04	
<i>Q (KN/ml)</i>		7,8		7,8		7,8	
<i>Travée chargée (KN/ml)</i>		34,704		34,704		34,704	
<i>Travée déchargée (KN/ml)</i>		23,004		23,004		23,004	
<i>Moment à l'appui pour Cas 1</i>	0		-83,02		-32,89		0
<i>Moment à l'appui pour Cas 2</i>	0		-56,67		-46,61		0
<i>Moment à l'appui pour Cas 3</i>	0		-81,39		-44,63		0
<i>Moment à l'appui pour Cas 4</i>	0		-56,67		-32,89		0
<i>V<sub>max</sub></i>	73,97		64,01		76,11		
			-105,45		-24,84		-56,24

Si nous prenons toujours l'exemple de la Poutre P17, le calcul des aciers transversaux se fera donc avec la valeur maximale  $V = 106 \text{ KN}$ .

Tableau XVI : Exemple justification poutre à l'effort tranchant

POUTRE - JUSTIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT		
B.A.E.L 91 révisé 99		
Données		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b = 0,20 m
	Hauteur totale de la poutre	h = 0,60 m
	Hauteur utile de la poutre	d = 0,55 m
	Longueur de la poutre	l = 5,17 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 = 25 MPa
Effort tranchant ultime		Vu = 0,106 MN
Coefficient K	K = 0 si (reprise de bétonnage, FTP)	K = 1
	K = 1 si (flexion simple, FPP et FP)	
Conditions de fissuration ( 1 ) FPP , ( 2 ) FP , ( 3 ) FTP		K = 2
Calcul des contraintes admissibles		
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 = 2,10 MPa
Contrainte tangente de travail	$Vu / (b \times d)$	tu = 0,96 MPa
Contrainte tangente de travail admissible	FPP = mini [(0.2 x Fc28) / 1.5 ; 5 MPa ]	tu adm = 2,50 MPa
	FP et FTP = mini [(0.15 x Fc28) / 1.5 ; 4 MPa ]	
Vérification	tu < tu adm	vérifié
Détermination des armatures transversales		
Diamètre des armatures filantes		fl = 14 mm
Diamètre maxi des aciers transversaux	mini ( fl , h / 35 , b / 10 )	ft.maxi = 14,00 mm
Choix des armatures transversales		ft = 8 mm
Section des armatures transversales		At = 1 cm <sup>2</sup>
Espacement maxi des aciers transversaux	mini [ 0.9 x d , 40 cm , ( At x Fe ) / ( 0.4 x b ) ]	St maxi = 40,00 cm
Espacement des aciers transversaux	$(0.9 \times At \times Fe) / [b \times 1.15 \times (tu - (0.3 \times Ft28 \times K))]$	St' = 47,43 cm
Vérification	St < St maxi et St > 7 cm	vérifié
Espacement choisi	Si aciers comprimés => St maxi = 15 fl	St = 25 cm

Les aciers transversaux ont une section d'aciers de 1,00cm<sup>2</sup>. Soit 2 brins en  $\Phi$  8 (Cadres). La répartition suivante peut être retenue symétriquement par rapport à la demi-portée :

On adopte un espacement constant de 25cm. Ce qui donne  $12,5 + 9 \times 25 + 21 = 258,5$ cm. On aura donc 20 Cadres pour la poutre P17.

Le plan de ferrailage de la file P17 à P19 peut être consulté dans les plans ;

Hormis cette approche présentée ci-dessous, pour les poutres, vu leur nombre assez consistant, nous nous sommes juste contentés de faire leur pré dimensionnement pour pouvoir établir les différents plans de coffrage.

## VI. Calcul des Voiles enterrés au sous-sol

Le bâtiment de la Nouvelle Direction est ceinturé par des voiles enterrés au sous-sol. Ces voiles sont soumis à deux sollicitations :

- Sur le plan vertical : en plus de son poids, ces voiles supportent l'effort provenant du plancher bas du RDC ;
- Sur le plan horizontal : ces voiles sont soumis à la poussée des terres. La poussée hydrostatique est prise en compte pour nous mettre dans le cas le plus défavorable.

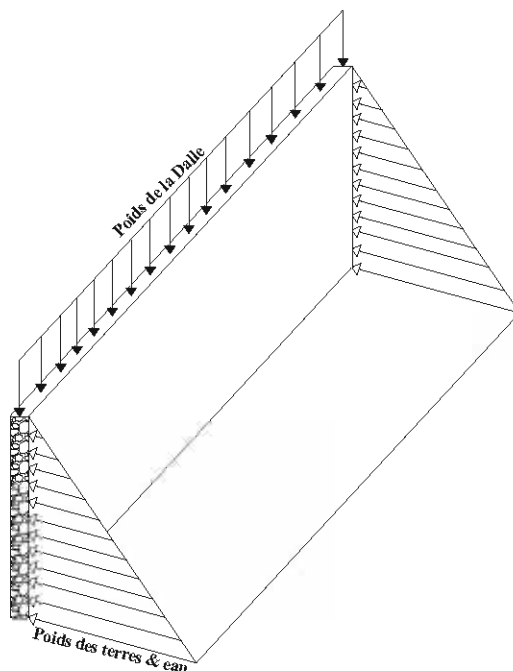


Figure 5 : Vue sur les Sollicitations des Voiles

Ces deux considérations nous poussent à calculer les voiles comme des poutres-cloisons (cas des sollicitations verticales) d'une part mais aussi comme des dalles (cas des sollicitations horizontales) d'autre part. Ainsi la combinaison des sections trouvées pour chaque considération permettra d'établir le plan de ferrailage.

### VI.1. Sollicitations Verticales

Les poutres-cloisons, contrairement aux poutres classiques, chargées dans leur plan, ont deux dimensions grandes (la longueur et la hauteur) par rapport à la troisième (l'épaisseur). De ce fait, leur comportement à la flexion et au cisaillement est différent de celui des poutres.

Sur le plan d'implantation des Massifs, nous avons dix voiles (de V1 à V10). Pour chaque voile, nous avons considéré la travée de plus grande portée comme une travée indépendante pour les calculs.

### Exemple de Poutre-Cloison : Cas du Voile V1

La travée qui sera considérée, a pour dimensions :  $L = 10,6\text{m}$ ,  $H = 2,94\text{m}$  et  $e = 0,30\text{m}$  soumise à une charge uniformément répartie de  $P_u = 72 \text{ KN / ml}$  y compris son poids propre.

- Le moment de référence est donné par  $M_{\text{GU}} = \frac{P_u L^2}{8} \text{ AN} ; M_{\text{GU}} = 1,011\text{MN.m}$
- L'effort tranchant de référence est donné par  $V_{\text{GU}} = \frac{P_u L}{2} \text{ AN} ; V_{\text{GU}} = 0,382\text{MN}$
- Le cisaillement de référence est donné par  $\tau_{\text{GU}} = \frac{V_{\text{GU}}}{e \cdot \min(h ; L)} \text{ AN} ; \tau_{\text{GU}} = 0,519\text{MN/m}^2$

#### VI.1.1. Armatures principales inférieures

Leur section est calculée par la formule classique  $A_s = \frac{M_{\text{GU}}}{\sigma_{\text{su}}} \text{ AN} ; A_s = 8,84\text{cm}^2$

$$\text{avec } z = \min[0,6L ; 0,2(L + 2h)] = 3,296\text{m}$$

Ces aciers sont à disposer en partie inférieure sur une hauteur égale à  $0,15 \min(L ; H) = 0,44\text{m}$

#### VI.1.2. Armatures horizontales réparties inférieures (secondaires)

Il y a un pourcentage  $\rho_h$  à disposer sur une hauteur de  $0,4 \min(L ; H)$ , donc entre les cotes  $0,15 \min(L ; H)$  et  $0,55 \min(L ; H)$ . Soit une section d'acier totale  $A_h = 0,4 \min(L ; H) * e * \rho_h$

$$\text{avec } \rho_h = \max \left[ 0,5 \left( 0,6 + 15 \frac{\tau_{\text{GU}}}{f_{c28}} \right) \frac{\tau_{\text{GU}}}{\sigma_{\text{su}}} ; 0,5 \frac{\tau_{\text{GU}}}{\sigma_{\text{su}}} ; \frac{0,8}{f_e} \right] = 0,002$$

$$\text{Soit } A_h = 7,06\text{cm}^2 \text{ par mètre}$$

#### VI.1.3. Armatures horizontales réparties supérieures (secondaires)

Il y a un pourcentage  $\rho'_h$  à disposer sur une hauteur de  $0,45 \min(L ; H)$ , donc entre les cotes  $0,55 \min(L ; H)$  et  $1,00 \min(L ; H)$ . Soit une section d'acier totale  $A'_h = 0,45 \min(L ; H) * e * \rho'_h$

$$\text{avec } \rho'_h = \max \left[ 0,6 \rho_h ; 0,3 \frac{\tau_{\text{GU}}}{\sigma_{\text{su}}} ; \frac{0,8}{f_e} \right] = 0,002$$

$$\text{Soit } A'_h = 7,93\text{cm}^2 \text{ par mètre}$$

#### VI.1.4. Armatures verticales réparties (secondaires)

Il y a un pourcentage  $\rho_v$  à disposer sous forme de cadres plus éventuellement des étriers entourant les aciers inférieurs et supérieurs. Soit une section d'acier totale  $A_v = 1,00 * e * \rho'_v$

$$\text{avec } \rho'_h = \max \left[ 0,75 \frac{\tau_{su}}{\sigma_{su}}; \frac{0,8}{f_e} \right] = 0,002$$

$$\text{Soit } A_h = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$$

**NB** : Ces aciers verticaux seront à compléter par des aciers de suspentes (par exemple des bateaux ou un renforcement des cadres) nécessaires pour les charges de niveaux supérieurs. La section de ces aciers de suspente est donnée par :

$$A_{\text{suspente}} = P / \sigma_{su}$$

Avec P = la charge du niveau supérieur provenant par exemple de la poutre s'appuyant sur le voile.

$\sigma_{su}$  = la contrainte de l'acier

#### VI.2. Sollicitations Horizontales

##### Cas du Voile V1 (entre les 2 poteaux circulaires)

Le voile sera considéré comme une dalle articulée sur ses trois cotés (appui gauche, appui droit et appui haut) et libre à l'appui bas qui soumise à une charge maximale en pied de  $P = 1,35 * (17 * 2,94 * 0,33 + 10 * 2,94) = 62 \text{ KN/m}^2$ .

Posons a = Coté horizontal de la dalle = 10,6m, b = Coté vertical de la dalle = 2,94m et L = min (a ; b). Connaissant les conditions de bords, le type de chargement et le rapport des deux cotés, on détermine les paramètres Ka et Kb (Cf. Formulaire Henry THONIER Page 60 et 71) et ensuite les moments dans les deux directions. Au niveau des appuis, un coefficient variant de 0,4 à 0,6 est affecté en fonction du nombre de travées. Et ce, pour tenir en compte la continuité.

$$\frac{a}{b} = 3,6 \rightarrow Ka = 141,60 \text{ et } Kb = 56,84$$

$$\text{Les moments sont donnés par } Ma = \frac{K_a P L^2}{1000} \quad \text{et} \quad Mb = \frac{K_b P L^2}{1000}$$

En application Numérique nous aurons :

$$Ma = 72,528 \text{ KN.m par m et } Mb = 29,114 \text{ KN.m par m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{e * f_{bu} * d^2} \text{ avec } d = e - c - \emptyset \frac{1}{2} = 21,2 \text{ cm et } f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = 0,383 \rightarrow \alpha_a = 0,643 \rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha_a) = 0,157m$$

La section d'aciers parallèles au coté a est donnée par

$$A_a = \frac{M_a}{z_a \sigma_s} = \frac{0,073 * 10000}{0,157 * 347} = 13,38 cm^2 \text{ par } m$$

Si nous adoptons la même démarche, nous obtenons  $A_b = 4,42 cm^2 \text{ par mètre}$

Le voile V1 a trois travées, le moment sur appui sera pris égal à  $0,5 * M_a$ .

$$\text{Soit } M_{appui} = 36,26 \text{ KN.m/m}$$

La section d'appui aux appuis est  $A_{appui} = \frac{M_{appui}}{z * \sigma_{su}} = \frac{0,0363}{0,143 * 347} * 10000 = 7,31 cm^2 \text{ par mètre}$

La démarche est récapitulée dans le tableau XVII ;



Tableau XVII : Résultats du Calcul du Voile en Poutre-Cloison

<b>1- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V1
Epaisseur du Voile (m)	0,30
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	10,600
Charge répartie uniforme $P_u$ (MN/m)	0,072
Moment de référence (MN.m)	1,011
Effort tranchant de référence (MN)	0,382
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,519
Bras de levier $z$ (m)	3,296
Aciers principaux inférieurs $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	8,842
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / ml)	5,880
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / ml)	6,62
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m)	6,0
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,00
Dalle articulée sur 3 cotés et libre en bas, le rapport $a/b = 3,6$ le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne $K_a = 141,602$ et $K_b = 56,842$	
Moment max pour aciers parallèles au côté $a$ (KN.m/m)	72,528
Aciers parallèles au côté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	13,38
Moment max pour aciers parallèles au côté $b$ (KN.m/m)	29,114
Aciers parallèles au côté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	4,42
Moment sur appui (KN.m/ml)	36,264
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	7,31

Pour les résultats des autres voiles, voir *Annexe 2*.

**Tableau récapitulatif des résultats pour la face interne du voile**

Tableau XVIII : Résultats de la face interne du Voile

<i>Aciers</i>	<i>De 0 à 44cm</i>	<i>De 44 à 162cm</i>	<i>De 162 à 294cm</i>
<i>A inférieure</i>	4,42 cm <sup>2</sup>		
<i>Ah inférieure</i>		3,5 cm <sup>2</sup>	
<i>Ah supérieure</i>			3,95 cm <sup>2</sup>
<i>A parallèle au coté a</i>	5,88 cm <sup>2</sup>	15,79 cm <sup>2</sup>	17,66 cm <sup>2</sup>
<i>Total</i>	10,30 cm <sup>2</sup>	19,29 cm <sup>2</sup>	21,66 cm <sup>2</sup>
<b>Choix</b>	<b>6 HA 16 e = 9</b>	<b>11 HA 16 e = 12</b>	<b>12 HA 16 e = 11</b>

Pour les aciers verticaux, nous avons un cumul de  $3,0 \text{ cm}^2 + 4,42 \text{ cm}^2 = 7,42 \text{ cm}^2$  par mètre. Soit 78,65cm<sup>2</sup>. Ce qui donne 65 HA 12 e = 17

**Tableau récapitulatif des résultats pour la face externe du voile**

Tableau XIX : Résultats de la face externe du Voile

<i>Aciers</i>	<i>De 0 à 44cm</i>	<i>De 44 à 162cm</i>	<i>De 162 à 294cm</i>
<i>A inférieure</i>	4,42 cm <sup>2</sup>		
<i>Ah inférieure</i>		3,5 cm <sup>2</sup>	
<i>Ah supérieure</i>			3,95 cm <sup>2</sup>
<i>Total</i>	4,42 cm <sup>2</sup>	3,5 cm <sup>2</sup>	3,95 cm <sup>2</sup>
<b>Choix</b>	<b>6 HA 10 e = 9</b>	<b>11 HA 10 e = 12</b>	<b>12 HA 10 e = 11</b>

Pour les aciers verticaux, nous avons une section de 3,0 cm<sup>2</sup> par mètre. Soit 31,8cm<sup>2</sup>. Nous optons le même ferrailage pour la face interne. Soit 65 HA 12 e = 17.

Au niveau des appuis, nous avons une section de 7,31 cm<sup>2</sup> par mètre. Soit 21,49 cm<sup>2</sup>. On opte des HA 10 avec les espacements du tableau XIX.

La même démarche est faite pour les neuf autres voiles et les résultats sont présentés à *l'Annexe 2*.

## **VII. Fondations**

### **VII.1. Généralités**

#### **VII.1.1. Définition**

Les fondations appelées aussi infrastructures, sont des ouvrages destinés à transmettre au sol les charges permanentes et les charges d'exploitation de la construction. Elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage. Elles doivent être stables c'est-à-dire ne donnant pas lieu à des tassements. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage.

#### **VII.1.2. Choix des différents types de fondations**

Le choix du type de fondation d'un bâtiment est conditionné par le rapport entre la profondeur d'encastrement  $D$  et la largeur de la fondation  $B$  :

- Si  $D/B < 4$  on a des fondations superficielles
- Si  $4 < D/B < 10$  on a des fondations semi-profondes
- Si  $D/B > 10$  on a des fondations profondes.

Parmi les fondations superficielles on distingue les semelles des radiers. Les semelles sont de dimensions limitées, elles peuvent prendre l'aspect de dalles carrées, rectangulaires ou circulaires, situées sous des poteaux, ce sont les « semelles isolées. Elles peuvent aussi avoir une grande longueur si elles supportent un mur ou une paroi mais leur largeur reste limitée, ce sont les « semelles filantes. Les radiers ont des dimensions notables aussi bien en largeur qu'en longueur. Ce sont des dalles rectangulaires ou carrées de grande surface.

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées à des profondeurs 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 des fondations superficielles.

### **VII.2. Le rapport de Sol**

Le rapport de sol a fait l'objet de *l'Annexe 3*.

### **VII.3. Etude du type de fondation**

Conformément à la conclusion du rapport de sol, le type de fondation à adopter dans le cadre de ce projet est la fondation sur micro pieux, mini pieux ou pieux.

### VII.3.1. Calcul de capacité portante

Les calculs sont entrepris selon les règles du Fascicule 62 Titre 5.

#### VII.3.1.1. Contrainte de rupture sous la pointe $Q_u$

La contrainte de rupture sous la base de la fondation est calculée par la relation suivante :

$$Q_u = K_p \cdot P_{le}^*$$

$K_p$  = Facteur de Portance donné par le tableau des valeurs de facteurs de portance (Annexe C3 Page 92 du Fascicule 62). Ce facteur est fonction de la nature de la formation traversée et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation quelle que soit la géométrie de la section droite de celui-ci.

Dans le cadre du projet, nous avons d'une part des couches de marne et calcaire et d'autre part des éléments mis en œuvre sans refoulement de sol. Ce qui permet de prendre  $K_p = 1,80$ .

$P_{le}^*$  = Pression limite nette équivalente. Elle est calculée par l'expression suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{a-b}^{b+3a} P_{l^*}(z) dz \text{ avec } b = \min(a, h)$$

- $a$  est pris égal à la moitié de la largeur  $B$  de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1,00m et à 0,50m dans le cas contraire.
- $h$  désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la forme porteuse.
- $P_{l^*}(z)$  est obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents  $P_{l^*}$  mesurés.

#### VII.3.1.2. Frottement latéral unitaire $Q_s$

Le frottement latéral unitaire limite est calculé à partir des courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu (Annexe C3 Page 93 du Fascicule 62) en prenant en compte le type de fondation (foré à la boue par exemple), la nature de la couche de sol en contact avec le micro pieu ou le pieu selon la classification conventionnelle des sols.

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau XX : Paramètres déterminés à partir du profil de SP1

	Epaisseur (m)	Classification	$P_{le}^*$ (Mpa)	Courbe de frottement limite (Forage à la boue)	$Q_s$ (Kpa)
<b>Calcaire Altérée</b>	4,00	B	1,06	Q3	87
<b>Calcaire Compact</b>	2,50	C	3,01	Q5	200
<b>Marne Tendre</b>	13,50	A	3,9	Q5	227

Tableau XXI : Paramètres déterminés à partir du profil de SP2

	Epaisseur (m)	Classification	Ple*(Mpa)	Courbe de frottement limite (Forage à la boue)	Qs (Kpa)
Calcaire Altérée	4,00	B	1,09	Q3	90
Calcaire Compact	3,00	C	3,3	Q5	208
Marne Tendre	13,00	A	3,36	Q5	210

### VII.3.1.3. Charge mobilisable en frottement latéral $Q_{su}$

C'est la somme des frottements pour chaque couche traversée. Elle est donnée par l'expression suivante :

$$Q_{su} = \sum Q_{si} * S_i$$

$S_i$  = Surface latérale du pieu dans la couche  $i$  considérée.

### VII.3.1.4. Charge reprise en pointe $Q_{pu}$

La résistance d'un micro pieu ou pieu est donnée par :

$$Q_{pu} = S * Q_u$$

$S$  = Section transversale du micro pieu ou pieu.

$Q_u = K_p \cdot P_{le}^*$

### VII.3.1.5. Charge limite $Q_u$

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu}$$

### VII.3.1.6. Charge de fluage $Q_f$

Elle est aussi appelée capacité portante à l'ELS. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_f = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$$

Un tableau récapitulant les différentes étapes de calcul de capacité portante est présenté en dessous pour chaque sondage pressiométrique. Les calculs ont été faits pour un micro pieu de 200 mm, un mini pieu de 400mm et des pieux de 600mm et 800mm. L'exemple du micro pieu de 200 mm sera exposé. Pour les pieux, voir *Annexe 5*.

Tableau XXII : Calcul de Capacité Portante au Point SPI

**SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SPI****Micro Pieu de  $\Phi = 200$  mm**

La coupe au niveau de SPI nous permet d'identifier 3 couches

	<b>Paramètres déterminés à partir du profil de SPI</b>				
	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Classification</b>	<b>Ple* (Mpa)</b>	<b>Courbe de frottement limite (Forage à la boue)</b>	<b>Qs (Kpa)</b>
<b>Calcaire Altérée</b>	4,00	B	1,06	Q3	87
<b>Calcaire Compact</b>	2,50	C	3,01	Q5	200
<b>Marne Tendre</b>	13,50	A	3,9	Q5	227

La Marne C tendre alors que la Marne A compacte, on opte la courbe Q5 pour la Marne compacte en lieu et place de la courbe Q3

<b>Profondeur (m)</b>	<b>Couche</b>	<b>Qs (Kpa)</b>	<b>Surf. (m2)</b>	<b>Qsu (KN)</b>	<b>Cumul des Qsu</b>
0,0					
	Calcaire B	87		0	0
4,0					
	Calcaire C	200	1,57	314	314
6,5					
	Marne A	227	2,198	498,946	813
10,0					
	Marne A	227	1,884	427,668	1 241
13,0					
	Marne A	227	2,512	570,224	1 526
15,0					
	Marne A	227	1,884	427,668	2 239
20,0					

Dans l'étude de sol, une disposition constructive consistant au chemisage de 4m des pieux compte tenu des sols gonflants traversés. C'est la raison pour laquelle nous avons annulé les frottements latéraux au niveau de ce chemisage

Le terme de pointe Qpu, n'étant pas pris en compte dans le calcul des micro pieux dans le fascicule 62 Titre 5, c'est pourquoi nous l'avons ignoré.

Ainsi la Charge Limite  $Q_u = Q_{su} + Q_{pu} \rightarrow Q_u = \sum Q_{sui}$

De même la Charge de Fluage  $Q_f = 0,7 * \sum Q_{sui}$

Tableau XXIII : Calcul de Capacité Portante au Point SP2

**SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP2****Micro Pieu de  $\Phi = 200 \text{ mm}$** 

La coupe au niveau de SP2 nous permet d'identifier 3 couches

<i>Paramètres déterminés à partir du profil de SP2</i>					
	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Classification</i>	<i>Ple*(Mpa)</i>	<i>Courbe de frottement limite (Forage à la boue)</i>	<i>Qs (Kpa)</i>
<i>Calcaire Altérée</i>	4,00	B	1,09	Q3	90
<i>Calcaire Compact</i>	3,00	C	3,3	Q5	208
<i>Marne Tendre</i>	13,00	A	3,36	Q5	210

La Marne C tendre alors que la Marne A compacte, on opte la courbe Q5 pour la Marne compacte en lieu et place de la courbe Q3

<i>Profondeur (m)</i>	<i>Couche</i>	<i>Qs (Kpa)</i>	<i>Surf. (m2)</i>	<i>Qsu (KN)</i>	<i>Cumul des Qsu</i>
<b>0,0</b>					
	Calcaire B	90	0	0	<b>0</b>
<b>4,0</b>					
	Calcaire C	208	1,884	391,872	<b>392</b>
<b>7,0</b>					
	Marne A	210	1,884	395,64	<b>788</b>
<b>10,0</b>					
	Marne A	210	1,884	395,64	<b>1183</b>
<b>13,0</b>					
	Marne A	210	2,512	527,52	<b>1447</b>
<b>15,0</b>					
	Marne A	210	1,884	395,64	<b>2106</b>
<b>20,0</b>					

Le terme de pointe Qpu, n'étant pas pris en compte dans le calcul des micropieux dans le fascicule 62 Titre 5, c'est pourquoi nous l'avons ignoré.

Ainsi la Charge Limite  $Q_u = Q_{su} + Q_{pu} \rightarrow Q_u = \sum Q_{sui}$

De même la Charge de Fluage (capacité portante à l'ELS)  $Q_f = 0,7 * \sum Q_{sui}$

### VII.3.2. Calcul au flambement des micro pieux

On doit vérifier que les micro pieux travaillant en compression ne flambent pas, surtout quand ils traversent en tête un sol médiocre. Contrairement aux pieux qui ont une inertie de flexion EI suffisante pour ne pas flamber, les micro pieux ont une très faible inertie. Pour des charges importantes, et à la traversée de sol peu résistant on utilisera des tubes pour bénéficier d'une inertie suffisante qui évitera le flambement.

Dans tous les cas, le flambement des micro pieux est vérifié par la méthode de MANDEL. Les abaques de ce dernier permettent d'obtenir la force critique de flambement pour un sol homogène. Ne disposant pas de ces abaques, nous nous contenterons d'exposer que le principe :

La force critique au flambement est donnée par :

$$F_c = \varphi \sqrt{EIK\Phi}$$

La vérification se fait sur l'acier en négligeant le coulis. On a :

- E = Module de Young de l'acier ;
- I = Inertie du tube d'acier ;
- $\Phi$  = diamètre du tube d'acier ;

$\Phi$  est déterminé sur l'abaque de MANDEL à partir de  $\lambda = L/Le$  avec  $Le = \sqrt[4]{\frac{EI}{K\Phi}}$

Le = la moitié de la hauteur de sol compressible.

Ainsi avec une prise en compte d'un coefficient de sécurité, on calcule la charge admissible.

### VII.3.3. Calcul de stabilité des micro-pieux

Les calculs seront menés à travers un exemple de massifs chargés comme stipulé sur le plan de chargement des massifs. Si nous prenons le cas du massif de charge permanente est  $G = 112$  T et de charge d'exploitation est  $Q = 34$  T.

La charge à l'ELS est donnée par  $P_{ser} = G + Q = 146$  Tonnes soit 1460 KN.

A une profondeur de 13m, nous avons une capacité portante de 1183KN.

Si nous optons de mettre deux micro-pieux pour ce massif, nous aurons la charge pouvant être supportée par le massif qui sera égale à :

$$Q_{massif} = 2 * 1183 * \text{Coeff d'efficacité}$$

Le coefficient d'efficacité est fonction du nombre de pieux par massif. Il est calculé par la méthode de FELD.



- ✓ Pour un groupe de 2 pieux

Le coefficient d'efficacité  $C_e = (1 - 1/16) = 94\%$

- ✓ Pour un groupe de 3 pieux

Le coefficient d'efficacité  $C_e = (1 - 2 \cdot 1/16) = 88\%$

- ✓ Pour un groupe de 4 pieux

Le coefficient d'efficacité  $C_e = (1 - 3 \cdot 1/16) = 82\%$

- ✓ Pour un groupe de 6 pieux

Le coefficient d'efficacité est  $C_e = 78\%$

Donc la charge pouvant être supportée si nous mettons deux micro-pieux est égale à

$Q_{\text{massif}} = 2 \cdot 1183 \cdot 0,94 = 2224 \text{ KN}$ .

La démarche peut être récapitulée dans le tableau XXIV :

**Tableau XXIV : Coefficient de Sécurité en fonction du Nombre de micro-pieux par Massif**

<i>Nombre de micro-pieux par massif</i>	<i>Capacité Portante d'un micro pieu (KN)</i>	<i>Coefficient d'efficacité</i>	<i>Q massif (KN)</i>	<i>P ser(KN)</i>
2	1183	0,94	2224	1460
3	1183	0,88	3123	
4	1183	0,82	3880	
6	1183	0,78	5536	

Ce travail est fait pour tous les massifs du plan de chargement, et les calculs nous ont permis de trouver 4 types de massif (M1 à M4). Les résultats sont présentés dans le tableau XXV :

**Tableau XXV : Valeurs des Charges Supportées Par Chaque Massif**

<i>Nom massif</i>	<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>	<i>M4</i>
<i>Nombre micro-pieux par massif</i>	2	3	4	6
<i>Q massif (KN)</i>	2224	3123	3880	5536

Les détails de calculs pour chaque massif sont à l'Annexe 5.

### VII.3.4. Dimensionnement en Béton Armé du massif M4 ci-dessus

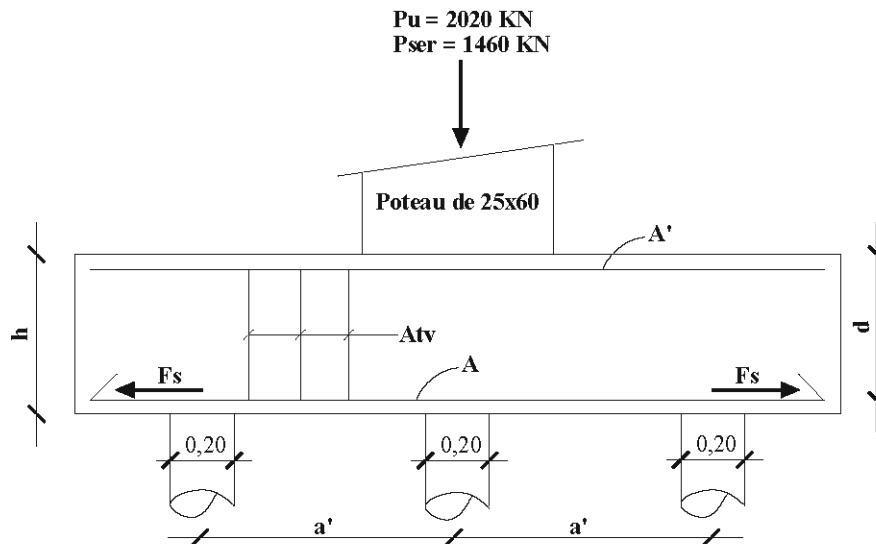


Figure 6 : Coupe Longitudinale du Massif

#### VII.3.4.1. Entre-axe des micro-pieux

Soit  $a'$  cette distance. Elle est donnée par  $a' \geq (2,5 \text{ à } 3) \phi_{\text{micro-pieu}}$

D'où  $a' > 0,60\text{m}$ . Nous optons  $a' = 0,80\text{m}$ .

#### VII.3.4.2. Dimensions du massif

- En vue en plan

Pour un débord de 0,40m au-delà de l'axe des micro-pieux, nous aurons :

$$b_0 \geq \max[(a' + 2 * 0,4); \text{Coté poteau}] = 1,60\text{m}$$

La longueur du massif est donnée par  $a'' = 2a' + 2 * 0,4 = 2,40\text{m}$

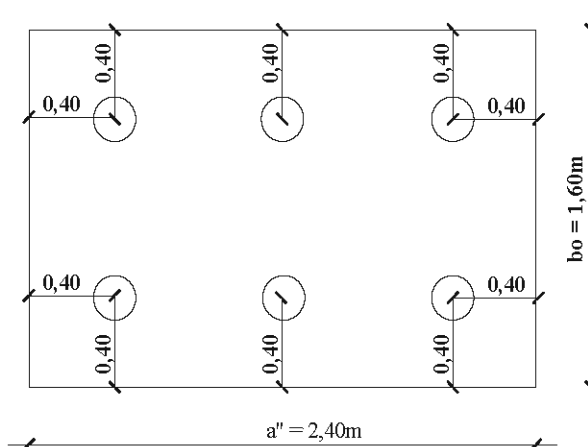


Figure 7 : Coffrage du Massif

- En élévation

Si nous appliquons la méthode des bielles, l'angle  $\theta$  de la 1<sup>è</sup> bielle comprimée par rapport à l'horizontale est donné par :

$$\tan\theta = \frac{d}{a' - \frac{b}{4}}$$

Or l'inclinaison d'une bielle doit être telle que  $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$  pour que la méthode des bielles soit valable. Alors donc

$$\left(a' - \frac{b}{4}\right) \leq d \leq 1,4\left(a' - \frac{b}{4}\right)$$

En application numérique, on a  $0,65\text{m} \leq d \leq 0,91\text{m} \rightarrow d = 0,80\text{m} \rightarrow \theta = 51^\circ$

La hauteur  $h$  du massif est égale à  $h = d + 0,05\text{m} \rightarrow h = 0,85\text{m}$

Ainsi on a un massif de **160 x 240 x 85**.

#### VII.3.4.3. Compression des bielles

- Au voisinage du poteau

La contrainte de compression au voisinage du poteau doit vérifier :

$$\frac{\frac{Pu}{2 \sin\theta}}{\frac{a \cdot b \cdot \sin\theta}{2}} \leq 0,9 f_{c28}$$

En application numérique on a :

$$\frac{Pu}{a \cdot b \cdot \sin^2 \theta} = \frac{2,02}{0,25 \times 0,60 \times \sin^2(51)} = 22 \text{ MPa}$$

$$0,9f_{c28} = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ MPa}$$

- Au voisinage de chaque micro-pieu

La contrainte de compression au voisinage de chaque micro-pieu doit vérifier :

$$\frac{Pu + 1,35G_0}{\frac{6 \sin \theta}{\pi \frac{\varnothing^2}{4} \cdot \sin \theta}} \leq 0,9f_{c28}$$

En application numérique on a

$$\frac{Pu + 1,35G_0}{\frac{6 \sin \theta}{\pi \frac{\varnothing^2}{4} \cdot \sin \theta}} = \frac{2,02 + 1,35 \times (0,025 \times 1,8 \times 2,6 \times 0,8)}{6 \times \pi \times \frac{0,2^2}{4} \times \sin^2(51)} = 18,92 \text{ MPa}$$

En définitive, nous voyons qu'au niveau du poteau et de chaque micro-pieu nous avons des contraintes de compression inférieures à la limite.

#### VII.3.4.4. Contrainte tangente

Au nu de chaque micro-pieu, dans le massif, il faut vérifier :

$$\tau = \frac{Pu + 1,35G_0}{6 \cdot b_0 \cdot d} \leq 1,5 \cdot f_{t28}$$

En application numérique on a :

$$\tau = \frac{Pu + 1,35G_0}{6 \cdot b_0 \cdot d} = \frac{2,02 + 1,35 \times (0,025 \times 1,6 \times 2,4 \times 0,85)}{6 \times 1,6 \times 0,8} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$1,5 \cdot f_{t28} = 1,5 \times (0,6 + 0,06 \times 25) = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente est vérifiée au nu du micro-pieu dans le massif.

#### VII.3.4.5. Armatures inférieures

- Evaluation de l'effort de traction Fs dans les aciers inférieurs :

Hypothèse : Majorons la charge reprise par les deux micro-pieux de rive, on la suppose égale à 0,5Pu.

On sait que

$$\tan \theta = \frac{\frac{Pu + 1,35G_0}{2}}{F_s} \rightarrow F_s = \frac{Pu + 1,35G_0}{2 \tan \theta}$$

En application numérique on a :

$$F_s = \frac{Pu + 1,35G_0}{2 \tan \theta} = 0,87 MN$$

La section d'aciers inférieurs est donnée par :

$$A = 1,10 \times \frac{F_s}{f_s} \times \gamma_s = 27,53 cm^2$$

Nous choisissons 14 HA 16 esp. = 10cm.

#### VII.3.4.6. Dispositions constructives des armatures

- Aciers supérieurs A'

La section des aciers supérieurs est donné par :

$$A' = \frac{A}{10} = 2,8 cm^2$$

Nous choisissons 14 HA 8 esp. = 10cm.

- Aciers répartis horizontaux Ath

Les armatures réparties horizontales (Cadres) sont distribuées sur la hauteur comprise entre les sections d'armatures A et A'.

$$\left( \frac{\tau}{4f_{t28}} A \right) - A' \leq Ath \leq 0,1A \rightarrow Ath = 2,8 cm^2$$

Si nous optons d'y mettre des HA 8, nous aurons sur chaque face 1,4cm<sup>2</sup> d'aciers soit 3cadres horizontaux/face espacés de 36cm.

- Aciers répartis verticaux Atv

Les armatures réparties verticales (Cadres, étriers, épingles) sont à espacement constant.

$$\frac{\tau}{4f_{t28}} A \leq Ath \leq 0,2A \rightarrow Ath = 5,6 cm^2$$

Si nous optons d'y mettre des HA 8, nous aurons un Cadre et 12 Epingles (14 brins de  $\Phi 8$ ).  
Donc l'espacement des cadres sera :

$$\frac{Atv}{Sv} = 0,002b_0 \rightarrow Sv = esp. = 19cm$$

NB : Pour éviter l'éclatement transversal des bielles de béton on dispose en outre, dans la hauteur du massif et associées à chaque face verticale, 3épingles en HA10.

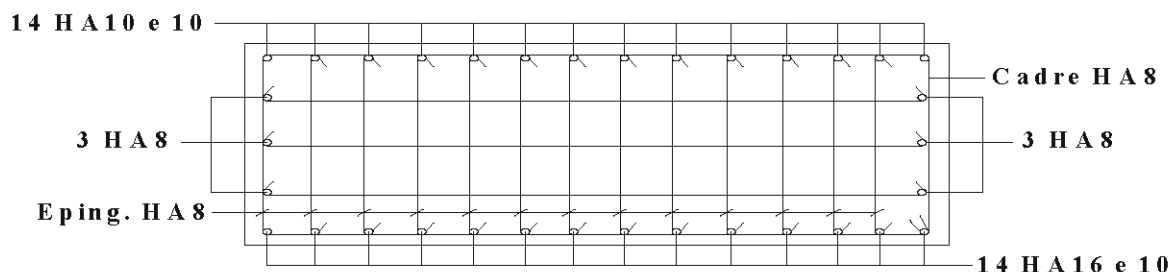


Figure 8 : Ferrailage du Massif

Ce travail a été fait pour tous les massifs du plan de chargement. Les résultats sont présentés en *Annexe 5* et le plan d'implantation des massifs est sous la rubrique Plan des Annexes.

### VII.3.5. Dispositions constructives des massifs

La mise en œuvre des massifs s'accompagne de travaux préalables :

- Le recépage : c'est un traitement de la tête du micro pieu pour assurer une bonne transmission des charges provenant des voiles et des poteaux à la fondation. La finalité est un recentrage de la charge pour mieux justifier le dimensionnement du micro pieu sous une charge concentrée axiale. Il consiste à détruire la partie supérieure de la tête pour régler l'arase du micro pieu à la bonne cote altimétrique ou éventuellement supprimer les matériaux dégradés de la tête dans le cas de pieu préfabriqué ;
- Faire reposer les massifs et les voiles sur du polystyrène. Ce dernier a la caractéristique d'être compressible. Ceci se justifie par la pression de gonflement de la marne confirmée par les essais de laboratoire. Ainsi la pression de gonflement de la marne sous l'arase inférieure des ouvrages sera atténuée par le polystyrène.

## VIII. Calcul de l'escalier

### VIII.1. Démarche

L'escalier faisant l'objet de notre étude est un escalier à volée courbe reposant sur deux appuis situés aux extrémités. La démarche qui sera adoptée est de le calculer comme un escalier à volée droite et de vérifier le comportement de la structure vis à vis de la torsion vu l'emmarchement et le système d'appuis considéré.

L'escalier conformément au Plan joint, relie les niveaux +0.30m et +4.85m.

La hauteur à franchir est donc  $H = 4,85 - 0,30 = 4,55\text{m}$

Pour des contremarches de hauteur  $h = 17,5\text{cm}$ , on aura  $455/17,5 = 26$  contremarches. Soit 25 marches.

Soit  $\alpha$  l'angle d'inclinaison moyen de la paillasse. Il est donné par  $\alpha = \arctan (h/D)$  avec  $D =$  la largeur moyenne de la marche = 0,30m. En application numérique on trouve  $\alpha = 30^\circ$

La longueur de la volée courbe est donnée par  $L = \text{nombre de marches} * \text{largeur marche} = 7,5\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est donnée par  $e = \frac{L}{30} = 25\text{ cm}$

L'emmarchement est  $L' = 1,60\text{m}$

Les charges permanentes sont données par

$$G = \gamma_{\text{béton}} * \left( \frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) + \text{Enduit} + \text{Carrelage} = 14,50 \text{ KN/m}^2$$

Les charges d'exploitation dues à la circulation sont estimées à  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

La charge uniforme le long de la ligne de foulée est donnée par

$$Pu = (1,35 * G + 1,50Q) * L' = 38 \text{ KN/ml}$$

$$Pser = (G + Q) * L' = 25,5 \text{ KN/ml}$$

Le moment est donné par

$$Mu = Pu * \frac{L^2}{8} = 264 \text{ KN.m}$$

$$Mser = Pser * \frac{L^2}{8} = 180 \text{ KN.m}$$

## VIII.2. Vérification du cisaillement et calcul des Aciers

### VIII.2.1. Cisaillement

$$\tau_u = \frac{Vu}{L'd} = \frac{PuL}{2L'd} = 405 \text{ KPa} = 0,405 \text{ MPa} < \tau_{ultim} = \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}$$

Le moment réduit ultime est donné par

$$\mu_u = \frac{Mu}{L'd^2 f_{bu}} = \frac{0,264}{1,6 * (0,25 - 0,03)^2 * 14,17} = 0,241 < \mu_L = 0,39$$

Donc

$$z = 0,5d(1 + \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,189 \text{ m}$$

$$As = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0,264 * 1,15}{0,189 * 400} * 10000 = 40,13 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 13 \text{ HA } 20 \text{ e} = 13 \text{ cm}$$

$$At = \frac{As}{4} = 10,04 \text{ cm}^2 \text{ par ml. Soit } 9 \text{ HA } 12 \text{ par mètre avec } e = 13 \text{ cm}$$

Ces différentes étapes de calcul peuvent être résumées dans le tableau XXVI



Tableau XXVI : Dimensionnement de l'escalier de la volée droite

ESCALIER A VOLEE DROITE		
B.A.E.L 91 révisé 99		
Données		
Hauteur totale à franchir		lo = 4,55 m
Nombre de marches		n1 = 25
Nombre de contremarches		n = 26
Emmarchement		n1 = 1,60 m
Epaisseur de la paillasse		ep = 25 cm
Poids volumique du béton		pvb = 25 KN / m <sup>3</sup>
Contrainte de l'acier utilisé		Fe = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 = 25 MPa
Résultats		
Hauteur de marche	( lo / n )	ht = 17,50 cm
Giron	60 < 2 ht < 64	g = 30,00 cm
Longueur de volée étudiée		l = 7,5 m
Nombre de marches concernées		n = 25
H auteur à franchir correspondante	( n x ht )	l' = 4,38 m
Epaisseur moyenne de la volée	ep/cosα + ht / 2	e' = 37,69 cm
Angle moyen d'inclinaison	inv ( tan ( l' / l ) )	a' = 30,26 °
Charges permanentes G	( pvb / cos a' ) x e' x b	G = 23,03 KN / ml
Charges d'exploitations Q	( 5 KN / m <sup>2</sup> x b )	Q = 4,00 KN / ml
Effort de service repris par l'escalier	( G + Q )	Pser = 27,03 KN / ml
Effort ultime repris par l'escalier	( 1.35 G + 1.5 Q )	Pu = 37,09 KN / ml
Moment de service	( Pser x l' ) / 8	Mser = 190,07 KN . m
Moment ultime	( Pu x l' ) / 8	Mu = 260,82 KN . m
Coefficient de sollicitation	( Mu / Mser )	g = 1,37
Moment réduit ultime	Dépend du type d'acier	ml = 0,3900
Hauteur utile de la volée	( ep - 3 cm )	d = 22 cm
Contrainte de calcul du béton	( 0.85 x Fc28 ) / 1.5	Fbu = 14,17 MPa
Contrainte de calcul de l'acier	( Fe / 1.15 )	Fsu = 347,83 MPa
Moment réduit ultime	Mu / ( b x d <sup>2</sup> x Fbu )	mm = 0,2377
Système d'armatures retenues	il faut que mm < ml	aciers simples
Coefficient de la fibre neutre	1.25 x ( 1 - ( 1 - 2mm ) <sup>1/2</sup> )	a = 0,345
Bras de levier du couple interne	d x ( 1 - 0.4a )	Zb = 18,97 cm
Section théorique des acier filants	Mu / ( Zb x Fsu )	Ax = 39,54 cm <sup>2</sup>
Choix des sections commerciales	il faut que fl < ( e' / 10 )	13 HA 20
Espacement des armatures filantes	inférieur au mini ( 3 ht ; 33 cm )	St 1 = 13 cm
Section théorique des aciers de répartitions	( Ax / 4 )	Ay = 9,88 cm <sup>2</sup> / ml
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	9 HA 12

### VIII.2.2. Vérification de la torsion

On a à construire un escalier sur limon courbe en plan ; le calcul en flexion a été fait sur la longueur développée. Théoriquement les charges verticales introduisent un effet de torsion dirigé vers le centre de courbure. Mais pratiquement il n'y a pas lieu de s'en préoccuper. Dans les escaliers tournants, les limons sont encastres (flexion et torsion) aux extrémités. Nous allons donner ci-dessous la méthode de calcul de PRUDON qui permet d'évaluer les moments (flexion et torsion) de tels escaliers :

Soient :

- $\Gamma$  le rayon du cylindre ;
- A et B les extrémités et les moments  $M_o$  (flexion) et  $C_o$  (torsion) en ces points ;
- $\Delta$  est le demi-angle d'ouverture ;
- H la hauteur verticale entre A et B ;
- $\theta$  l'inclinaison de la tangente à l'hélice  $\tan \theta = H / (2 \Gamma \Delta)$  ;
- P est le poids du ml de limon projeté ;

$$M_o = P \cdot \Gamma^2 [1 - (1 + K') \cos \Delta]$$

$$C_o = P \cdot \Gamma^2 [\Delta - (1 + K') \sin \Delta] \cos \theta$$

Nous avons un angle d'ouverture de  $130^\circ$  donc  $\Delta = 65^\circ$ . Le rayon du cylindre est  $\Gamma = 3,37\text{m}$ .  
Donc

$$\tan \theta = \frac{4,55}{2 \times 3,37 \times 65 \times \frac{3,14}{180}} = 0,60 \text{ d'où } \theta = 31^\circ$$

Pour  $\Delta = 65^\circ$ ,  $(1+K') = 1,18$ . En application numérique avec  $P_u = 37 \text{ KN/ml}$ , on trouve :

$$M_o = 211 \text{ KN.m}$$

$$C_o = 44 \text{ KN.m}$$

Ce moment de torsion peut être atténué voir même annulé par l'ancrage du bord extérieur de l'escalier dans la maçonnerie située en dessous de la poutre P13 et P14 (Voir Plan de l'Escalier).

## *IX. Calcul de plancher-dalle*

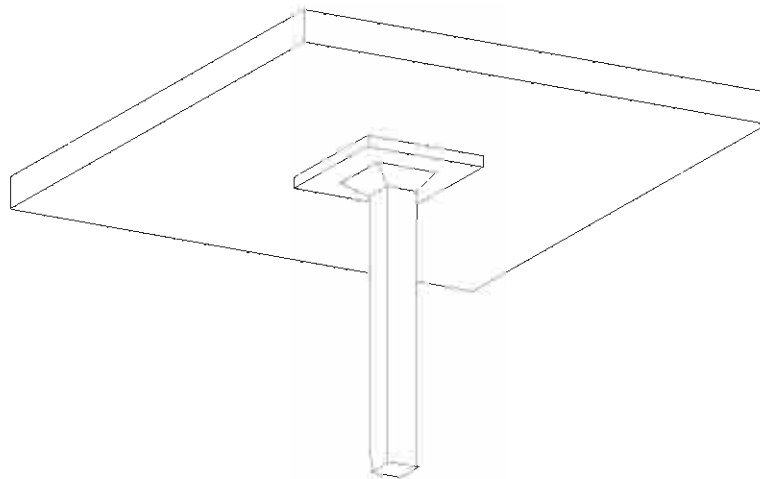
L'une des particularités du bâtiment de la Nouvelle Direction technique est la présence de plancher dalle aux niveaux +4,85m et +8,55m. Par contre le plancher au niveau +0,30m est de type dalle pleine. Dans cette partie, les calculs ne porteront que sur les plancher-dalles. La démarche pour le calcul sera d'abord exposée à travers un exemple dans un sens donné puis une simulation sur Robot pour comparer les résultats et enfin faire une interprétation.

L'épaisseur des dalles est définie en fonction du rapport  $\alpha = L_x / L_y$  :

- Si  $\alpha < 0,40$  alors  $1 / 35 < h / L_x < 1 / 30$  ;
- Si  $\alpha > 0,40$  alors  $1 / 45 < h / L_x < 1 / 40$

### *IX.1. Définition*

Un plancher-dalle est un plancher à sous face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur des poteaux avec éventuellement un épanouissement des ces derniers en forme de chapiteaux ; ils sont alors dénommés planchers-champignons. On peut également disposer d'une retombée locale au droit du poteau pour accroître sa résistance à la flexion et à l'effort tranchant.



**Figure 9 :** *Poteau de plancher-dalle avec champignon et retombée locale*

### *IX.2. Calcul*

Une méthode de calcul de ce type de plancher est donnée en annexe E4 des Règles BAEL 91. Elle consiste à considérer un fonctionnement en portique, dans les deux directions indépendamment l'une de l'autre et pour chaque file de poteaux.

Les dalles de chaque niveau, comprises entre deux plans parallèles verticaux à la direction étudiée et située à mi-distance des axes des poteaux représentant les traverses du portique. Les poteaux de la file étudiée représentent les membrures verticales du portique.

### Conditions

Certaines conditions de régularités de la structure sont exigées pour pouvoir faire cette transposition :

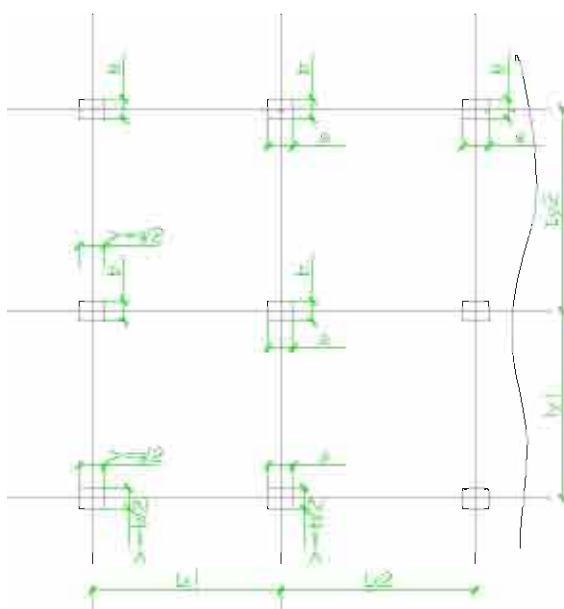


Figure 10 : *Domaine d'application*

- La maille est régulière ;
- Des éléments porteurs filants peuvent exister en rive seulement ;
- Des portes à faux sont autorisés ;
- La dalle est d'épaisseur constante ;
- Tous les poteaux intérieurs sont identiques ;
- Les poteaux de rive ont une section au moins égale à la moitié de celle des poteaux intérieurs ;
- La partie de chapiteau éventuel retenu est celle qui est située dans un cône à  $45^\circ$  à partir de sa base la plus petite, la dimension maximale d'un chapiteau ne doit pas dépasser 40% de la portée de la dalle dans la même direction ;
- Les rapports des cotés a et b des poteaux de même que des portées dans deux directions perpendiculaires doivent être compris entre 0,5 et 2 ;
- Un coté de poteau ne doit pas dépasser 20% de la portée (la plus petite des panneaux adjacents) dans la même direction.

### ***IX.3. Charge de calcul et Méthode de calcul***

La charge de calcul est supposée uniformément répartie sur le panneau chargé. On peut admettre des charges localisées limitées au dixième de la charge totale d'exploitation supportée par le panneau (charge répartie + charge localisée).

Chaque bande générale (bande comprise entre deux axes de poteaux dans une direction considérée) est calculée comme une dalle continue (par la méthode des trois moments, de CAQUOT ou forfaitaire) avec des chargements par travées entières.

Les poteaux de rive doivent être capables de reprendre :

- $0,2M_o$ , si la largeur du poteau est inférieure à deux fois l'épaisseur de la dalle ;
- $0,4M_o$ , dans le cas contraire (poteau raide).

$M_o$  représente le moment isostatique de la travée considérée dans le sens étudié.

#### ***IX.3.1. Découpage des bandes générales en bandes sur appuis et en bandes en travées***

Chaque bande générale comprise entre deux files de poteaux, est découpée en :

- Deux demi-bandes sur appuis de largeur  $L'ya = 1,5*(0,5b+h)$  chacune, pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments sur appuis ;
- Une bande en travée de largeur  $L'yt = L'ya + Lx/10$  pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments en travée.

On devra vérifier que ces valeurs ne dépassent  $0,25L_y$ , sauf pour les panneaux très allongés ( $Lx = 2L_y$ ), où la limite est portée à  $0,3L_y$ .

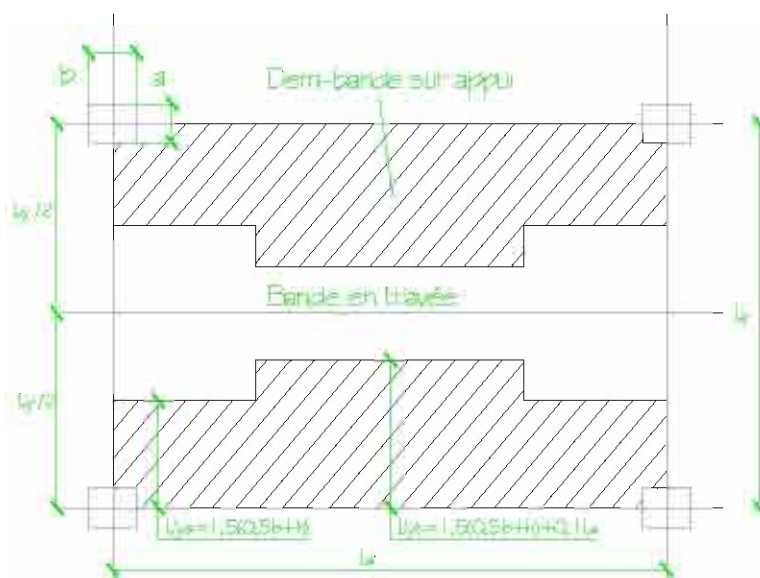


Figure 11 : Bandes d'appui et bandes centrales

### IX.3.2. Répartition des moments globaux et des aciers

Les moments calculés pour une bande générale, de largeur  $(L_{yi} + L_{yi+1})/2$ , sont à répartir suivant les bandes sur appuis et les bandes en travée pour tenir compte de la transmission des charges vers les poteaux par les parties de dalles les moins déformables (conformément à la figure ci-dessus).

On considère une rive comme supportée, lorsqu'elle repose sur un mur, un voile ou sur une poutre dont la hauteur totale est d'au moins trois fois l'épaisseur de la dalle. La répartition des armatures découle de la répartition des moments. Elle est uniforme dans chaque bande. Le pourcentage minimal d'aciers tendus est de 0,1%. Toutes les dispositions décrites ci-dessus s'appliquent dans les deux directions.

On désigne par :

- $M$  = moment positif à l'ELS ou à l'ELU en travée d'un portique intermédiaire
- $M_l$  = moment positif à l'ELS ou à l'ELU en travée d'un portique de rive
- $M'$  = moment négatif à l'ELS ou à l'ELU sur appui d'un portique intermédiaire
- $M'l$  = moment négatif à l'ELS ou à l'ELU sur appui d'un portique de rive

Le principe de la répartition, entre les différentes demi-bandes, des moments calculés pour un portique intermédiaire est le suivant :

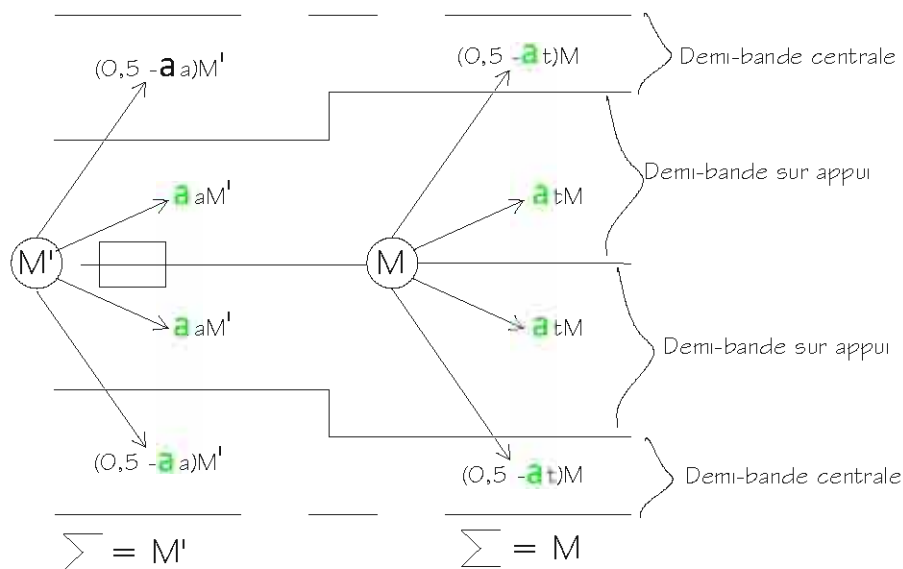


Figure 12 : Répartition des moments d'un portique intermédiaire

Les valeurs des coefficients  $\alpha_a$  et  $\alpha_t$  ci-dessus sont données ci-dessous :

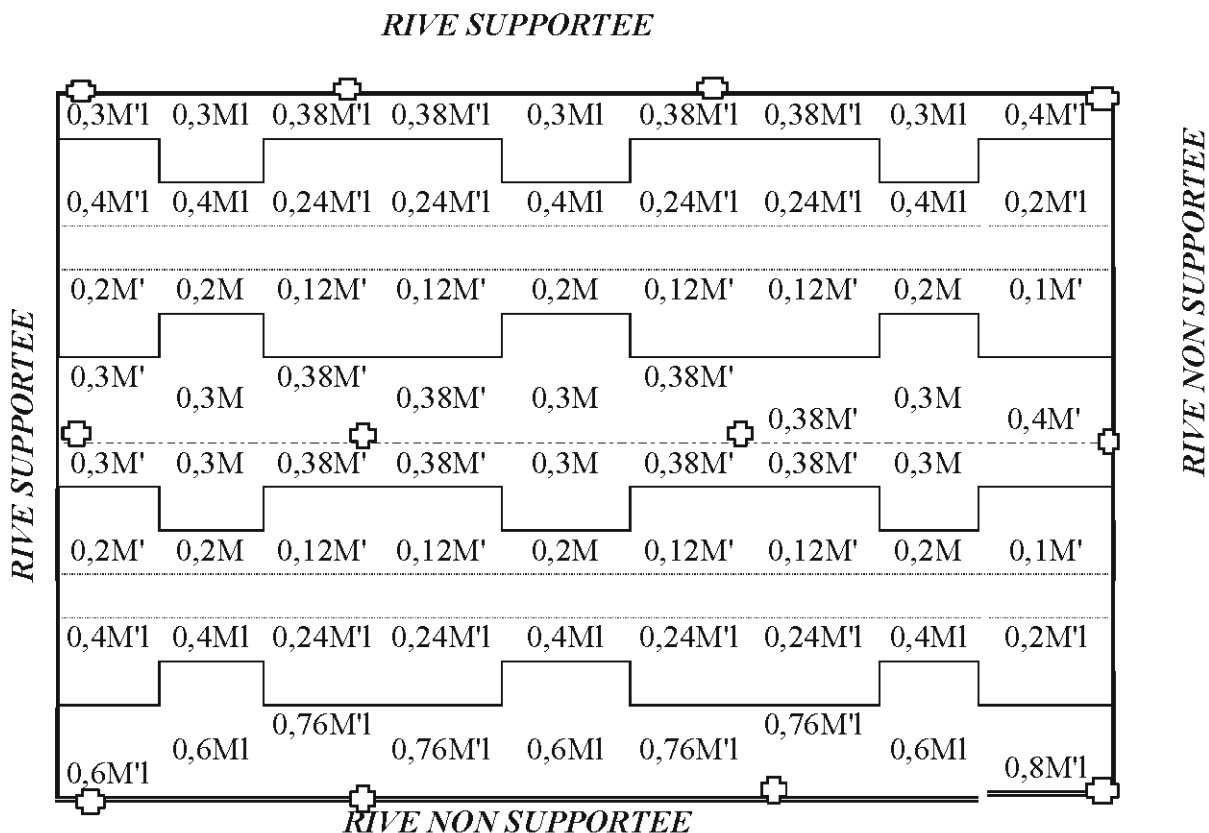


Figure 13 : Répartition des moments entre bandes sur appuis et en travée

Dans le cas où la hauteur totale de la poutre est inférieure à trois l'épaisseur de la dalle, la rive est considérée comme partiellement supportée. Les coefficients  $\alpha_a$  et  $\alpha_t$  ci-dessus deviennent :

$$\alpha_a \text{ (ou } \alpha_t \text{ selon le cas)} = 0,5 * \alpha_{rs} (ht/h - 1) - 0,5 * \alpha_{rn} (ht/h - 3)$$

$\alpha_{rs}$  = le coefficient applicable au moment (sur appui ou en travée) pour une rive supportée ;

$\alpha_{rn}$  = le coefficient applicable au moment (sur appui ou en travée) pour une rive non supportée ;

$ht$  = la hauteur totale de la poutre ;

$h$  = épaisseur de la dalle.

### IX.3.3. Vérification à l'effort tranchant

On procède à une vérification de l'effort tranchant au droit des poteaux et dans les deux directions. Ainsi, au nu du poteau suivant la coupe I ci-dessous, l'effort tranchant, pour une charge répartie, vaut :

$$V = 0,5P(0,5L_x - 0,5a)(0,5L_{y1} + 0,5L_{y2})$$

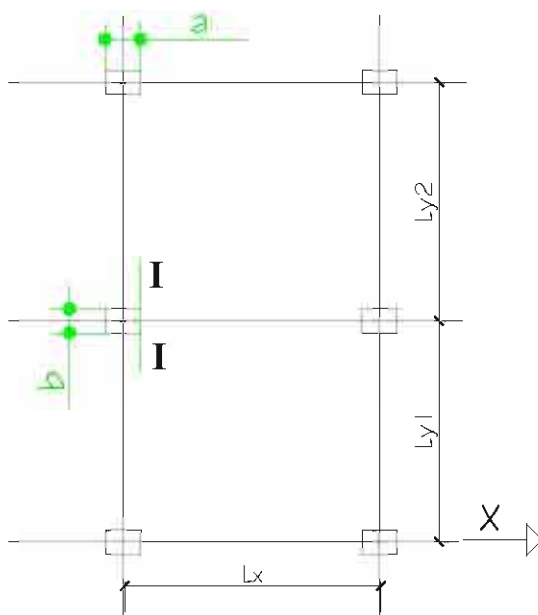


Figure 14 : Calcul de l'effort tranchant

Les règles BAEL majorent légèrement cette valeur, du fait du caractère approchée de la méthode, en ajoutant la longueur  $b$  à l'intérieur de la dernière parenthèse pour donner

$$V = P(L_x - a) \frac{(L_{y1} + L_{y2} + 2b)}{8}$$



La vérification est réalisée si  $V \leq 0,05f_{c28}(b+h)d/\gamma_b$

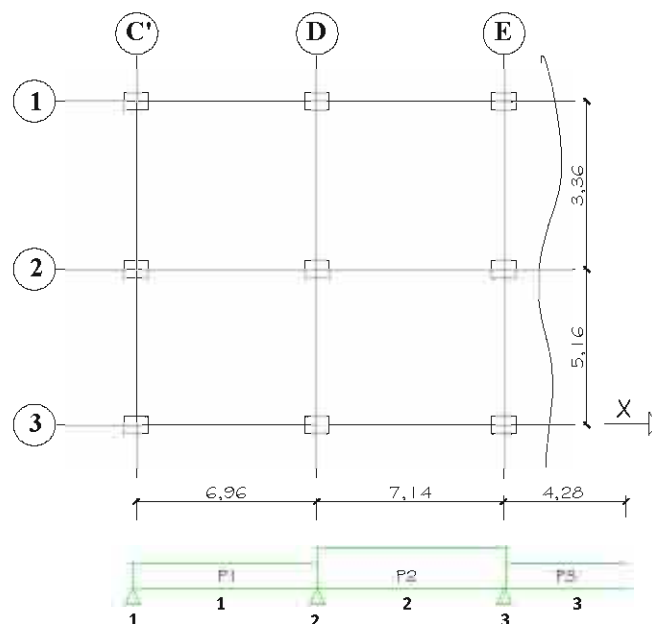
On procède de même pour le sens OY.

**IX.4. Etude du plancher-dalle : Panneau compris par les files C' et F d'une part et 1 et 3 d'autre part (Voir Plan Plancher Haut RDC)**

**IX.4.1. Vérification des conditions**

- ✓ La maille est régulière : pas de poteaux manquants dans la maille rectangulaire ;
- ✓ La dalle a une épaisseur constante ;
- ✓ Poteaux intérieurs identiques (ceux de la file 1 sont de 25x40, file 2 25x40, file 3 25x60) ;
- ✓ Il y a le minimum de deux travées dans chaque direction ;
- ✓ Rapport de deux travées consécutives compris entre 0,5 et 2 ;
- ✓ Etc.... ;

**IX.4.2. Calcul des moments pour les bandes parallèles à (Ox)**



**Figure 15 : Portion de Plancher-Dalle**

Charges permanentes  $G = \text{Poids de la dalle} + \text{Revêtements} = 25 \cdot 0,30 + 1,00 = 8,50 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

A l'ELS  $P = G + Q = 11,00 \text{ KN/m}^2$

Le moment sur appui de rive sera égal à  $0,20M_0$ , puisque dans le sens considéré la largeur d'appui de  $0,25\text{m}$  est inférieure à  $2*0,3 = 0,60\text{m}$ .

Donc le moment sur l'appui 1 est

$$M_1 = -0,2*P_1L^2/8 = -0,20*11*6,96*6,96/8 = -13,32 \text{ KN.m/m}$$

Sur l'appui 2, le moment sera calculé avec la formule de CAQUOT suivant

$$M_2 = -\frac{P_1L'_1{}^3 + P_2L'_2{}^3}{8,5(L'_1 + L'_2)} = -\frac{P_1(6,96)^3 + P_2(0,8*7,14)^3}{8,5*(6,96 + 0,8*7,14)} = -(3,13P_1 + 1,73P_2)$$

Ce moment est maximal pour  $P_1 = P_2 = 11\text{KN par m}^2 \rightarrow M_2 = -53,46\text{KN.m par m}$

Avec la même démarche sur l'appui 3, nous aurons :

$$M_3 = -\frac{P_2L'_2{}^3 + P_3L'_3{}^3}{8,5(L'_2 + L'_3)} = -\frac{P_2(0,8*7,14)^3 + P_3(0,8*4,28)^3}{8,5*(0,8*4,28 + 0,8*7,14)} = -(2,40P_2 + 0,52P_3)$$

Ce moment est maximal pour  $P_2 = P_3 = 11\text{KN par m}^2 \rightarrow M_3 = -32,08\text{KN.m par m}$

Les moments dans les travées 1 et 2 sont donnés par

$$Mt_1 = 0,5P_1x(L_1 - x) + \frac{x}{L_1}M_2 + (1 - \frac{x}{L_1})M_1$$

$$Mt_2 = 0,5P_2x(L_2 - x) + \frac{x}{L_2}M_3 + (1 - \frac{x}{L_2})M_2$$

Le moment dans la travée 1 est maximal dans le cas où la travée 1 serait chargée et les autres déchargées. Dans ce cas  $P_1 = 11 \text{ KN/m}^2$  et  $P_2 = 8,5\text{KN/m}^2$ . On aura alors

$$M_2 = -(3,13*11 + 1,73*8,5) = -49,14 \text{ KN*m / m}$$

En remplaçant  $M_1$  et  $M_2$  par leurs valeurs dans l'expression de  $Mt_1$ , nous aurons

$$Mt_1 = 33,13x - 5,5x^2 - 13,32$$

Dont la dérivée s'annule pour  $x = 3,01\text{m} \rightarrow M_{t1\text{max}} = 36,57 \text{ KN.m/m}$

Avec une démarche analogue, nous trouvons pour la travée 2,

$$M_{t2\text{max}} = 32,05 \text{ KN.m / m à } x = 3,76\text{m}$$

Les différentes étapes ci-dessus sont récapitulées dans le tableau XXVII :

Tableau XXVII : Calcul des moments sur appuis et en travée d'un plancher-dalle

		Appui 1	Travée 1	Appui 2	Travée 2	Appui 3	Travée 3
Cas 1	$P$ (KN/m <sup>2</sup> )		11,00		11		
	$M_{app}$ (KN.m/m)	-13,32		-53,46		-32,08	
	$M_{tmax}$ (KN.m/m)						
Cas 2	$P$ (KN/m <sup>2</sup> )		11		8,5		
	$M_{app}$ (KN.m/m)	-13,32		-49,14			
	$M_{tmax}$ (KN.m/m)		36,57				
Cas 2	$P$ (KN/m <sup>2</sup> )		8,5		11		
	$M_{app}$ (KN.m/m)	-13,32		-45,64		-30,79	
	$M_{tmax}$ (KN.m/m)				32,05		

#### IX.4.3. Largeurs des bandes et répartition des moments

Les largeurs de bandes valent :

##### IX.4.3.1. Dans le panneau compris entre les files 1 et 2 et C' et D

$$L'_{ya} = 1,5*(0,5b + h) = 1,5*(0,5*0,40 + 0,3) = 0,75\text{m} < 0,25 L_y = 0,25*3,37 = 0,84\text{m} \rightarrow \text{OK !!}$$

$$L'_{yt} = L'_{ya} + 0,1L_x = 0,75 + 0,1*6,96 = 1,45\text{m} > 0,84 \text{ m. On prend } L'_{yt} = 0,84\text{m.}$$

##### IX.4.3.2. Dans le panneau compris entre les files 2 et 3 et C' et D

$$L'_{ya} = 1,5*(0,5b + h) = 1,5*(0,5*0,60 + 0,3) = 0,90\text{m} < 0,25 L_y = 0,25*5,16 = 1,29\text{m} \rightarrow \text{OK !!}$$

$$L'_{yt} = L'_{ya} + 0,1L_x = 0,90 + 0,1*6,96 = 1,596\text{m} > 1,29 \text{ m. On prend } L'_{yt} = 1,29\text{m}$$

##### IX.4.3.3. Dans le panneau compris entre les files 1 et 2 et D et E

$$L'_{ya} = 1,5*(0,5b + h) = 1,5*(0,5*0,40 + 0,3) = 0,75\text{m} < 0,25 L_y = 0,25*3,37 = 0,84\text{m} \rightarrow \text{OK !!}$$

$$L'_{yt} = L'_{ya} + 0,1L_x = 0,75 + 0,1*7,14 = 1,46\text{m} > 0,84 \text{ m. On prend } L'_{yt} = 0,84\text{m}$$

##### IX.4.3.4. Dans le panneau compris entre les files 2 et 3 et D et E

$$L'_{ya} = 1,5*(0,5b + h) = 1,5*(0,5*0,60 + 0,3) = 0,90\text{m} < 0,25 L_y = 0,25*5,16 = 1,29\text{m} \rightarrow \text{OK !!}$$

$$L'_{yt} = L'_{ya} + 0,1L_x = 0,90 + 0,1*7,14 = 1,6\text{m} > 1,29 \text{ m. On prend } L'_{yt} = 1,29\text{m}$$

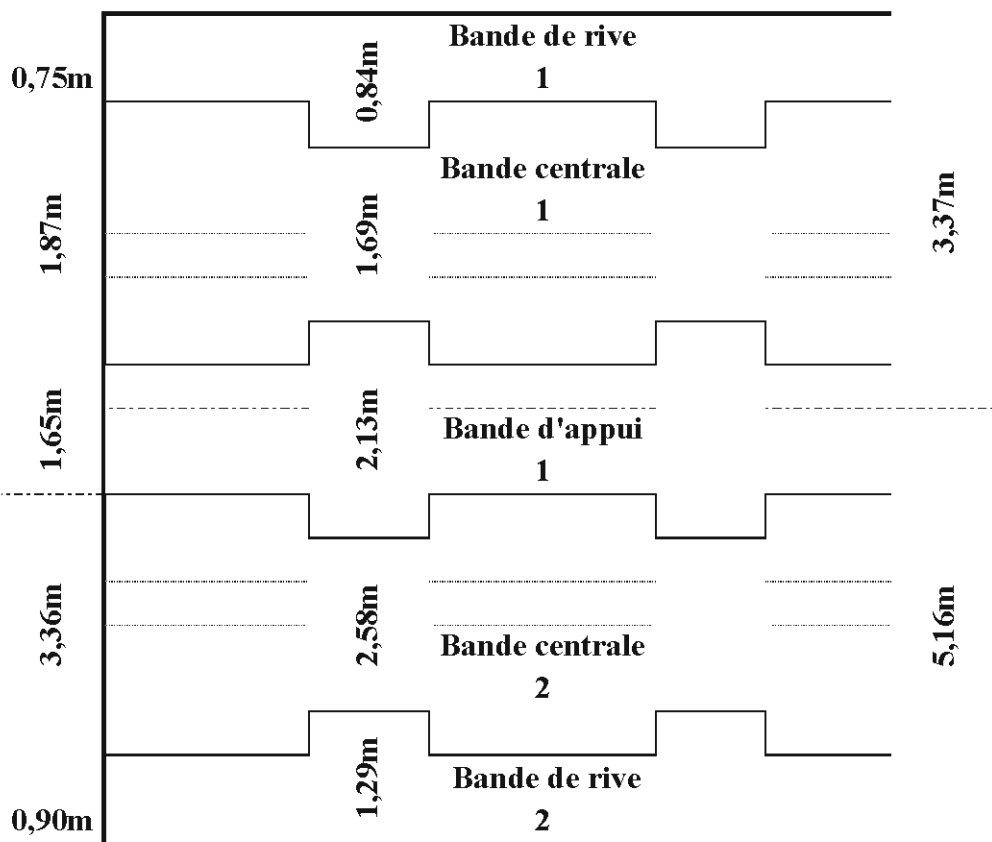
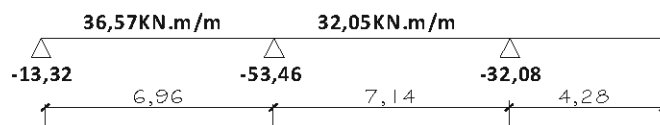


Figure 16 : Largeurs des panneaux et bandes



La répartition des moments globaux calculés ci-dessus s’effectue suivant les coefficients calculés pour le cas de rive partiellement supportée. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant

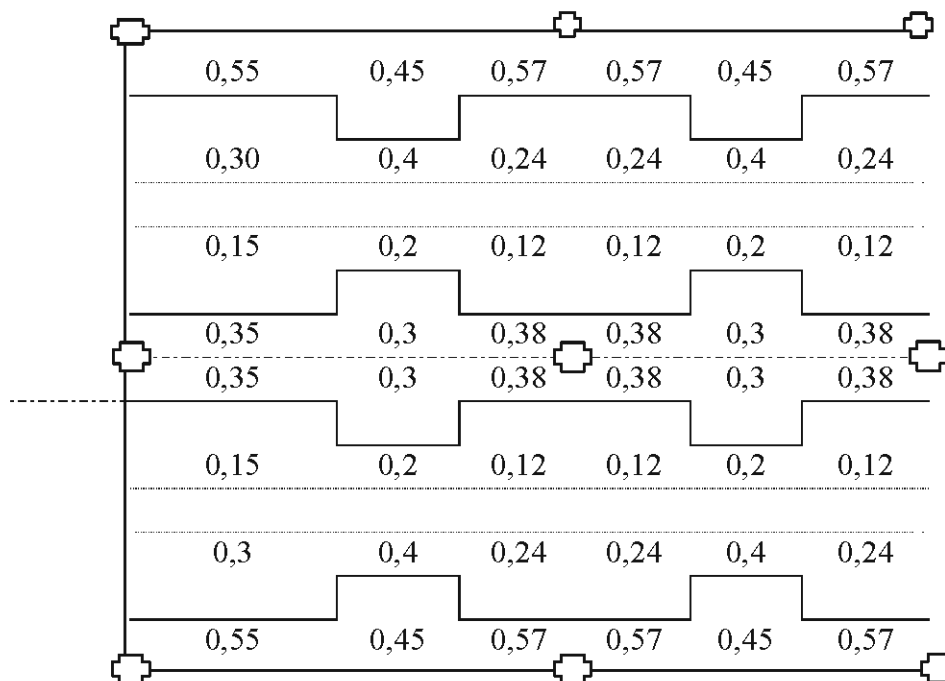


Figure 17 : Coefficients calculés pour des rives partiellement supportées

### Appui 1 :

- ✓ Panneau entre les files 1 et 2 :  $M_{\text{total}} = -13,32 \text{ KN.m/m}$  à répartir en
  - 0,55 en bande de rive =  $-13,32 * 0,55 = -7,32 \text{ KN.m/m}$  sur 0,75m.
  - 0,45 en bande centrale =  $-5,99 \text{ KN.m/m}$  sur 1,87m.
  - 0,35 en demi bande d'appui =  $-2,70 \text{ KN.m/m}$  sur 0,75m.
- ✓ Panneau entre les files 2 et 3 :  $M_{\text{total}} = -13,32$  à répartir en
  - 0,35 en demi bande d'appui =  $-2,70 \text{ KN.m/m}$  sur 0,90m.
  - 0,45 en bande centrale =  $-5,99 \text{ KN.m/m}$  sur 3,36m.
  - 0,55 en demi bande d'appui =  $-7,32 \text{ KN.m/m}$  sur 0,90m.

### Travée 1 :

- ✓ Panneau entre les files 1 et 2 :  $M_{\text{total}} = 36,57 \text{ KN.m/m}$  à répartir en
  - 0,45 en bande de rive =  $16,46 \text{ KN.m/m}$  sur 0,84m.
  - 0,60 en bande centrale =  $21,92 \text{ KN.m/m}$  sur 1,69m.
  - 0,30 en demi bande d'appui =  $10,97 \text{ KN.m/m}$  sur 0,84m.

- ✓ Panneau entre les files 2 et 3:  $M_{\text{total}} = 36,57 \text{ KN.m/m}$  à répartir en
- 0,3 en demi bande d'appui =  $10,97 \text{ KN.m/m}$  sur 1,29m.
  - 0,6 en bande centrale =  $21,92 \text{ KN.m/m}$  sur 2,58m.
  - 0,45 en bande de rive =  $16,46 \text{ KN.m/m}$  sur 1,29m.

### Appui 2 :

- ✓ Panneau entre les files 1 et 2 :  $M_{\text{total}} = -53,46 \text{ KN.m/m}$  à répartir en
- 0,57 en bande de rive =  $-30,47 \text{ KN.m/m}$  sur 0,75m.
  - 0,36 en bande centrale =  $-19,25 \text{ KN.m/m}$  sur 1,87m.
  - 0,38 en demi bande d'appui =  $-20,32 \text{ KN.m/m}$  sur 0,75m.
- ✓ Panneau entre les files 2 et 3 :  $M_{\text{total}} = -53,46 \text{ KN.m/m}$  à répartir en
- 0,38 en demi bande d'appui =  $-20,32 \text{ KN.m/m}$  sur 0,75m.
  - 0,36 en bande centrale =  $-19,25 \text{ KN.m/m}$  sur 3,36m.
  - 0,57 en demi bande d'appui =  $-30,47 \text{ KN.m/m}$  sur 0,90m.

### Travée 2:

- ✓ Panneau entre les files 1 et 2 :  $M_{\text{total}} = 32,05 \text{ KN.m/m}$  à répartir en
- 0,45 en bande de rive =  $14,42 \text{ KN.m/m}$  sur 0,84m.
  - 0,60 en bande centrale =  $19,25 \text{ KN.m/m}$  sur 1,69m.
  - 0,30 en demi bande d'appui =  $9,62 \text{ KN.m/m}$  sur 0,84m.
- ✓ Panneau entre les files 2 et 3:  $M_{\text{total}} = 32,05 \text{ KN.m/m}$  à répartir en
- 0,3 en demi bande d'appui =  $9,62 \text{ KN.m/m}$  sur 1,29m.
  - 0,6 en bande centrale =  $19,25 \text{ KN.m/m}$  sur 2,58m.
  - 0,45 en bande de rive =  $14,42 \text{ KN.m/m}$  sur 1,29m.

### Appui 3 :

- ✓ Panneau entre les files 1 et 2 :  $M_{\text{total}} = -32,08 \text{ KN.m/m}$  à répartir
- 0,57 en bande de rive =  $-18,29 \text{ KN.m/m}$  sur 0,75m.
  - 0,36 en bande centrale =  $-11,55 \text{ KN.m/m}$  sur 1,87m.

- 0,38 en demi bande d'appui = -12,19KN.m/m sur 0,75m.
- ✓ Panneau entre les files 2 et 3 : M total = -32,08 KN.m/m à répartir en
  - 0,38 en demi bande d'appui = -12,19 KN.m/m sur 0,90m
  - 0,36 en bande centrale = -11,55 KN.m/m sur 3,36m.
  - 0,57 en demi bande d'appui = -18,29 KN.m/m sur 0,90m.

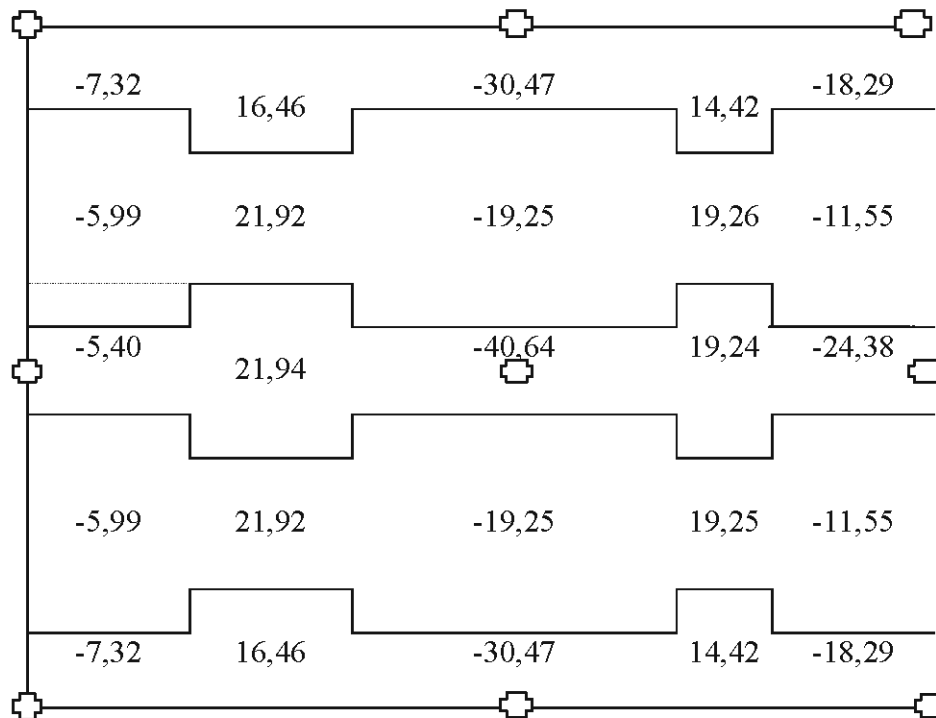


Figure 18 : Valeurs des Moments en KN.m/m

**IX.4.4. Calcul des sections d'aciers**

Pour la bande de rive, nous avons au niveau de la travée 1,  $M = 16,46\text{KN.m/m}$

Le calcul de la section d'aciers peut se faire à l'image des poutres et peut être résumé dans le tableau XXVIII ;

Tableau XXVIII : Exemple de calcul de poutre

<b>POUTRE RECTANGULAIRE A L'E.L.S.</b>		
<i>B.A.E.L 91 révisé 99</i>		
<b>Données</b>		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b = 1,00 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d = 0,27 m
	Hauteur utile des aciers comprimés ( si nécessaire )	d' = 0,00 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 = 25 MPa
Moment de service		Mser = 0,017 MN.m
Conditions de fissuration ( 1 ) FP , ( 2 ) FTP		Type : 1
<b>Calcul des contraintes admissibles</b>		
Contrainte de compression du béton	( 0.6 x Fc28 )	$\sigma_{bc} = 15$ MPa
Contrainte limite de traction du béton	0.6 + ( 0.06 x Fc28 )	Ft28 = 2,10 MPa
Contrainte limite de traction des aciers	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( $\eta$ x Ftj ) <sup>1/2</sup> )))	$\sigma_{st} = 201,63$ MPa
	FTP = 0.80 x $\sigma_{st}$ ( FP )	
<b>Paramètres caractéristiques de la section</b>		
Coefficient de la fibre neutre	$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$	$\alpha = 0,527$
Ordonnée de la fibre neutre	d x $\alpha$	y = 0,142 m
Bras de levier du couple interne	d - ( y / 3 )	Zb = 0,223 m
Moment résistant du béton de service	0.5 x $\sigma_{bc}$ x b x $\alpha$ ( 1 - ( $\alpha$ / 3 ) ) x d <sup>2</sup>	Mrbser = 0,238 MN.m
Etat limite de compression du béton	si Mrbser > Mser =>> Pas d'aciers comprimés  si Mrbser < Mser =>> Aciers comprimés nécessaires	Système d'armatures retenu  Pas d'aciers comprimés
<b>Détermination des sections théoriques d'aciers</b>		
Section des aciers tendus	si pas d'aciers comprimés =>> Mser / ( $\sigma_{st}$ x Zb )  si aciers comprimés nécessaires =>> [ Mrbser / ( $\sigma_{st}$ x Zb ) ] + [ ( Mser - Mrbser ) / ( $\sigma_{st}$ x ( d - d' ) ) ]	Ast = 3,67 cm <sup>2</sup>
	Contrainte des aciers comprimés	15 x [ ( $\sigma_{bc}$ x ( y - d' ) ) / y ]
Section des aciers comprimés	( Mser - Mrbser ) / ( $\sigma_{sc}$ x ( d - d' ) )	Asc = 0,00 cm <sup>2</sup>

Nous optons des HA 10. Une attention particulière est portée sur la condition de non fragilité :



$$A_{st} \geq \frac{0,23ftj * b * d}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 \text{ par ml}$$

Les résultats obtenus avec la même démarche nous ont permis de remplir le schéma suivant :

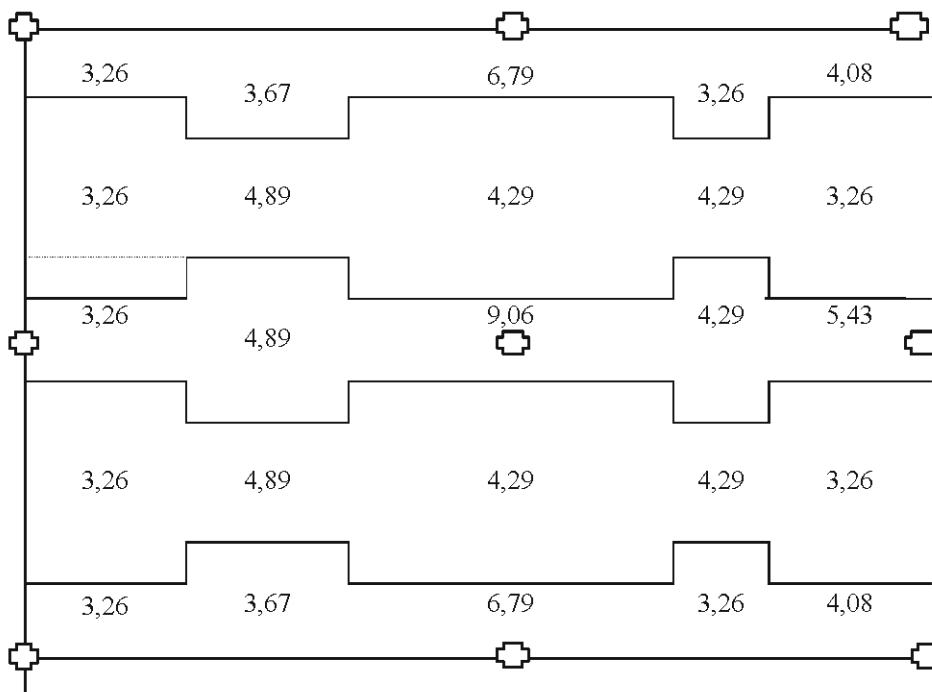


Figure 19 : Valeurs des sections d'aciers en cm<sup>2</sup> /ml

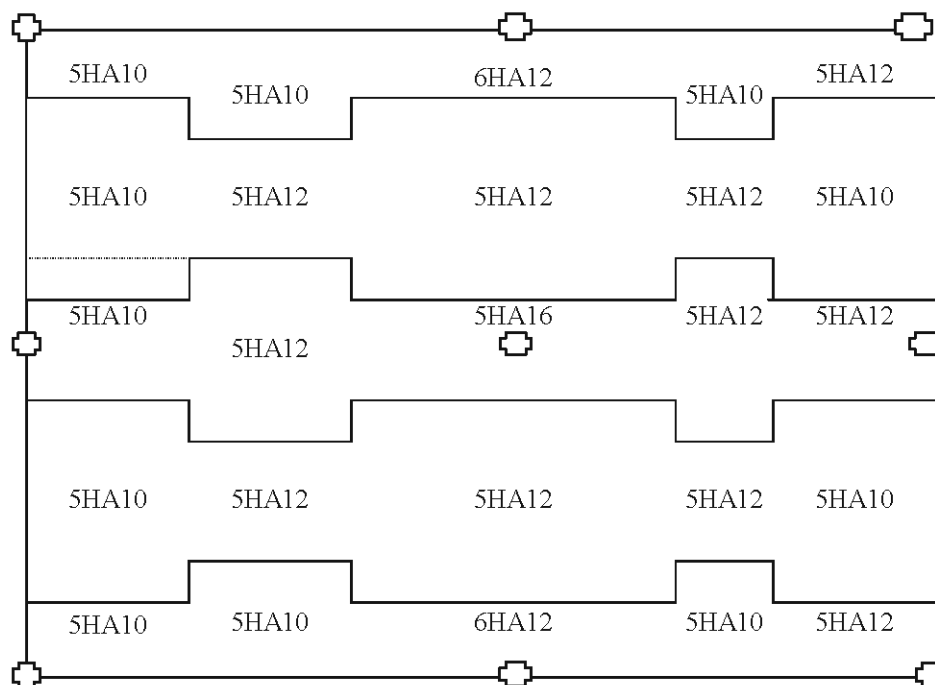


Figure 20 : Aciers inférieurs des travées et supérieurs des appuis (Nombre & Diamètre)

Les longueurs des chapeaux sont obtenues à partir des abscisses des points de moments nuls.

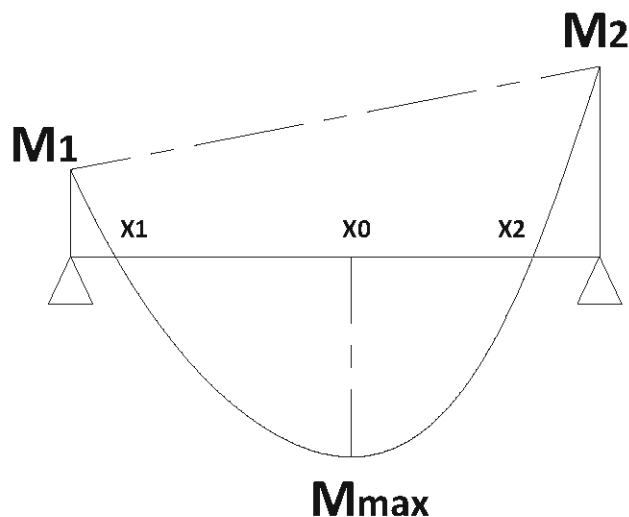


Figure 21 : *Abscisses des points de moments nuls*

- ✓ Abscisse relative du point de moment max :  $x_0 = 0,5 + (M_2 - M_1)/(8M_0)$
- ✓  $X_1 = X_0 - (M_{max}/4M_0)^{0,5}$
- ✓  $X_2 = X_0 + (M_{max}/4M_0)^{0,5}$

On calcule ces longueurs en y ajoutant 0,8h soit 0,24m de chaque coté.

#### IX.4.5. Effort tranchant

L'effort tranchant est calculé par la formule :

$$V = \frac{P(L_x - a)(L_{y1} + L_{y2} + 2b)}{8} = \frac{11 * (6,96 - 0,25)(3,37 + 5,16 + 2 * 0,4)}{8} = 87KN$$

L'effort tranchant limite est donné par :

$$V_{lim} = 0,05 \cdot f_c \cdot 28 \cdot \frac{(b + h)d}{\gamma b} = 157KN$$

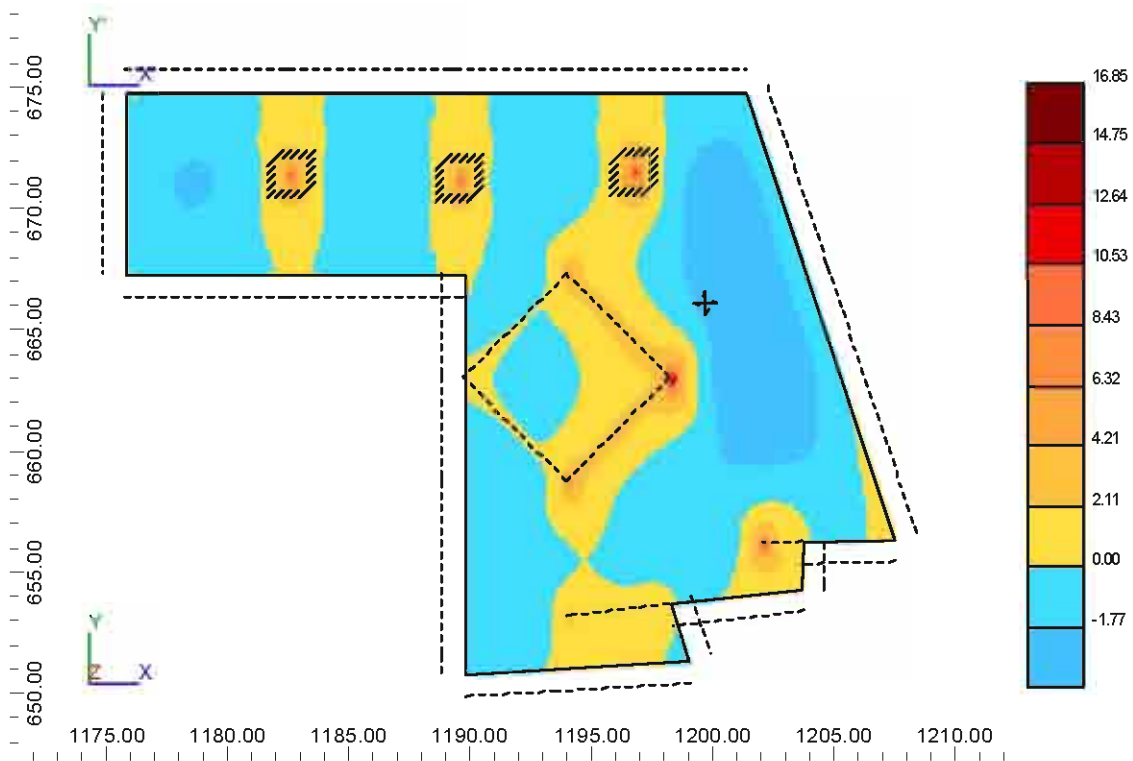
On constate pour ce poteau intermédiaire de la file C' que l'effort tranchant est vérifié dans la direction OX.

On procède de la même manière pour les aciers placés dans le sens (OY).

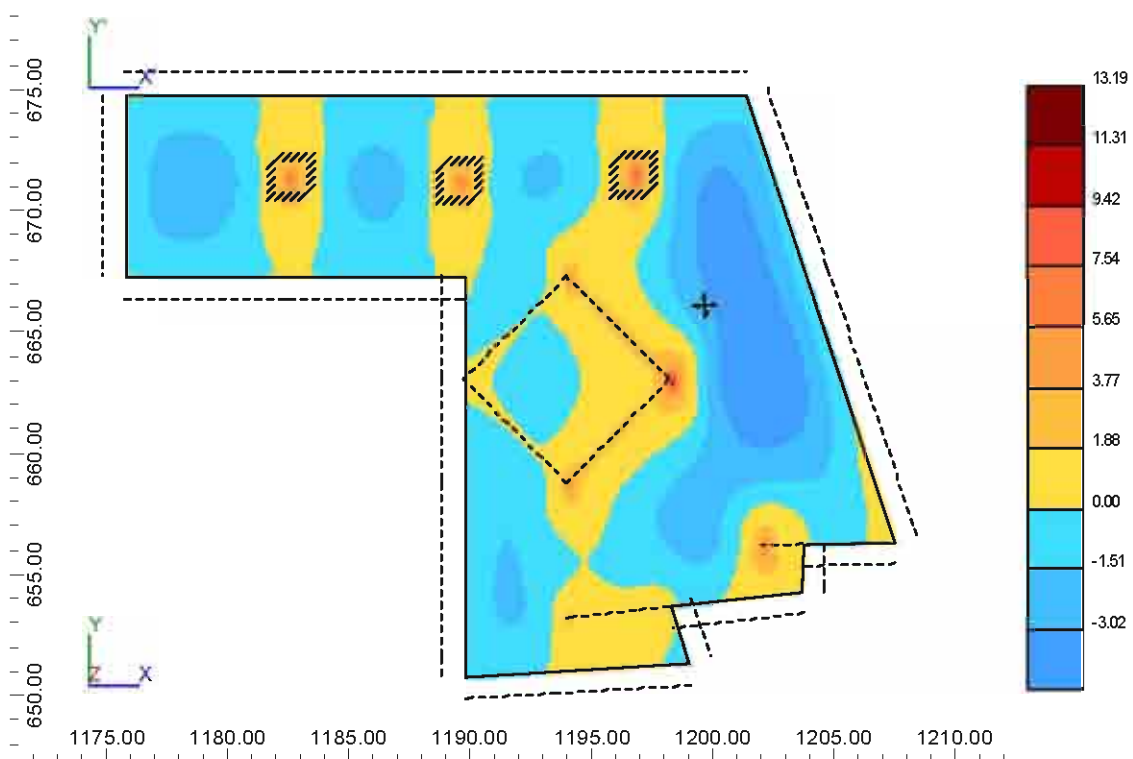
### IX.5. Simulation sur ROBOT

Les mêmes données, que l'exemple de calcul ci-dessus, sont introduites sur ROBOT et après simulation nous avons obtenus la cartographie suivante des moments :

**Dalle D0\_1 - Mxx[T\*m/m] - ELS+**



**Dalle D0\_1 - Mxx[T\*m/m] - ELS-**



Dans la travée 1, le logiciel a donné un moment périphérique de l'ordre de 18 KN.m/m et un moment central de 22 KN.m/m. Sur l'appui 2, il a donné un moment d'environ 42 KN.m/m.

Les calculs faits plus haut nous avaient donnés pour la travée 1 des moments de 16.46 KN.m/m au Nord et Sud du panneau de la travée et 21.92KN.m/m au centre. Et sur l'appui 2, un moment de -40.64 KN.m/m.

En conclusion, on peut dire si on se fie aux résultats de la simulation, que les moments trouvés par calculs pour la direction OX sont acceptables.

## CONCLUSION

Le Projet de Construction de la Nouvelle Direction Technique conformément aux Plans Architecturaux qui nous ont été remis, est complexe et dans la même lancée très ambitieux pour la Direction Générale de la SOCOCIM INDUSTRIES. Cependant son coût assez élevé à pousser cette dernière à penser à une variante B qui sera d'ailleurs réalisée. Du fait qu'on était un peu avancé dans les calculs de la première variante, mon encadreur externe m'a proposé de continuer l'étude car étant plus intéressante du point de vue structure. C'est d'ailleurs ce qui m'a permis d'être recruté comme stagiaire à la SOCOCIM et participer, en plus de mon Projet de Fin d'Etudes (PFE), au suivi des travaux de la Direction Technique Variante B (Un album est joint).

L'un des impacts non négligeable de ce Projet de la Nouvelle Direction Technique est le regroupement au sein d'un même bâtiment l'ensemble des services techniques de l'usine.

L'une des qualités requise pour un ingénieur est, en plus de la parfaite compréhension des approches de calcul, la vitesse d'exécution dans les études. Cette dernière ne peut se faire de nos jours que par la maîtrise de certains outils de calculs comme ROBOT. C'est ainsi que nous avons tenté autant que possible pour chaque élément de structure de faire les calculs manuels d'abord puis de simuler sur ROBOT et enfin interpréter les écarts de résultats éventuels.

Ce PFE nous a permis d'acquérir de l'expérience dans l'organisation et le suivi des travaux de chantier d'une part et d'apprendre à travailler en équipe par la communication orale et écrite et surtout les échanges techniques avec des personnes expérimentées.

Il est à préciser que cette étude comporte des points qui méritent d'être approfondis comme le calcul des poutres classiques en général et les poutres courbes en particulier mais aussi l'option de fondation profonde sur mini-pieux ou pieux et faire éventuellement une comparaison technique et financière entre ces deux types de fondations profondes. L'étude pourrait aussi être approfondie en calculant les déplacements en tête de massifs pour éventuellement mettre en place des longrines.

---

## BIBLIOGRAPHIE

1. Jean PERCHAT et Jean ROUX

**Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés**

Paris: Editions EYROLLES; 2000

2. Jean Marie HUSSON

**Etude des Structures en béton**

Paris : Editions CASTEILLA ; 2002

3. Henry THONIER

**Conception et Calcul des Structures de Bâtiment**

Paris : Editions Presses de l'ENPC ; 1992

4. Laurent LABONTE

**Calcul des Charpentes en Béton**

Canada : Modulo Editeur ; 1988

5. Fascicule 62

**Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des ouvrages de Génie Civil**

Paris: Editions EYROLLES; 1993

<b>ANNEXE</b>
---------------

*Annexe 1 : Résultats de Ferrailage des Poteaux*

*Annexe 2 : Résultats des sections de Voiles*

*Annexe 3 : Rapport de Sol*

*Annexe 4 : Plan de Chargement des Massifs*

*Annexe 5 : Capacité Portante*

# *ANNEXES*



**Annexe 1.1 : Ferrailage des Poteaux du Sous-sol**

Nom	Section		I (m4)	U (m)	B (m2)	Br (m2)	i (m)	Nu (MN)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda$	$\alpha$	Aciers (cm2)			Choix armatures	
	a	b											Asth	Asmax	Asmin	$\Phi l$	$\Phi t$
K1_1	0,25	0,25	0,00033	1,00	0,0625	0,0529	0,072	0,68	2,94	2,06	28,52	0,750	-2,11	31,25	4,00	4HA12	16Cad HA6
K1_2	0,25	0,25	0,00033	1,00	0,0625	0,0529	0,072	1,00	2,94	2,06	28,52	0,750	9,98	31,25	9,98	4HA14 + 4HA12	16Cad HA6 + 16Cad HA6
K1_3	0,25	0,5	0,00065	1,50	0,1250	0,1104	0,072	1,71	2,94	2,06	28,52	0,750	6,68	62,5	6,68	6HA14	16Cad HA6 + 16Ep HA6
K1_4	0,25	0,6	0,00078	1,70	0,1500	0,1334	0,072	2,20	2,94	2,06	28,52	0,750	13,43	75	13,43	10HA14	16Cad HA6 + 16Cad HA6 + 16Ep HA6
K1_5	0,25	0,25	0,00033	1,00	0,0625	0,0529	0,072	0,88	2,94	2,06	28,52	0,750	5,70	31,25	5,70	4HA14	16Cad HA6
K1_6	0,25	0,5	0,00065	1,50	0,1250	0,1104	0,072	1,89	2,94	2,06	28,52	0,750	13,72	62,5	13,72	10HA14	16Cad HA6 + 16Cad HA6 + 16Ep HA6
K1_7	0,25	0,5	0,00065	1,50	0,1250	0,1104	0,072	2,11	2,94	2,06	28,52	0,750	22,23	62,5	22,23	12HA16	16Cad HA6 + 16Cad HA6 + 16Cad HA6
K1_8	Diam. 0,6		0,00636	1,88	0,28	0,26	0,150	0,70	2,94	2,06	28,52	0,750	-113,70	141,3	7,54	10HA10	16Cerces HA6 + 80Ep HA6
K1_9	0,4	0,52	0,00277	1,84	0,2080	0,19	0,115	1,549	2,94	2,06	28,52	0,750	-41,80	104	7,36	4HA12 + 4HA10	16Cad HA6 + 16Cad HA6
K1_10	0,25	0,52	0,00068	1,54	0,1300	0,115	0,072	1,32	2,94	2,06	28,52	0,750	-10,65	65	6,16	6HA12	16Cad HA6 + 16Ep HA6

**Annexe 1.2: Ferrailage des Poteaux du RDC**

Nom	Section		I (m4)	U (m)	B (m2)	Br (m2)	i (m)	Nu (MN)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda$	$\alpha$	Aciers (cm2)			Choix armatures	
	a	b											Asth	Asmax	Asmin	$\Phi l$	$\Phi t$
K2_1	0,25	0,25	0,000326	1,00	0,063	0,0529	0,0722	0,512	4,55	4,55	63,05	0,377	10,84	31,25	10,84	4HA14 + 4HA12	24CadHA6 + 24CadHA6
K2_1'	0,25	0,25	0,000326	1,00	0,063	0,0529	0,0722	0,422	4,15	4,15	57,50	0,454	-1,44	31,25	4,00	4HA14 + 4HA12	21CadHA6 + 21CadHA6
K2_2	0,25	0,4	0,000521	1,30	0,100	0,0874	0,0722	0,720	4,55	4,55	63,05	0,377	8,32	50,00	8,32	4HA16+ 4HA14	24CadHA6 + 24CadHA6
K2_2'	0,25	0,4	0,000521	1,30	0,100	0,0874	0,0722	0,832	4,15	4,15	57,50	0,454	6,20	50,00	6,20	4HA16 + 4HA14	24CadHA6 + 24CadHA6
K2_3'	Diam. 0,60		0,006359	1,88	0,283	0,264	0,1500	0,697	4,15	4,15	27,67	0,756	-114,06	141,30	7,54	10HA10	21CercesHA6 + 5EpHA6
K2_4	0,25	0,3	0,000391	1,10	0,075	0,0644	0,0722	0,568	4,55	4,55	63,05	0,377	8,96	37,50	8,96	4HA14 + 4HA12	24CadHA6 + 24CadHA6
K2_4'	0,25	0,3	0,000391	1,10	0,075	0,0644	0,0722	0,691	4,15	4,15	57,50	0,454	9,52	37,50	9,52	4HA14 + 4HA12	24CadHA6 + 24CadHA6
K2_5	0,25	0,6	0,000781	1,70	0,150	0,1334	0,0722	1,089	4,55	4,55	63,05	0,377	11,96	75,00	11,96	12HA12	24CadHA6 + 24CadHA6 + 24Cad HA6
K2_5'	0,25	0,6	0,000781	1,70	0,150	0,1334	0,0722	1,087	4,15	4,15	57,50	0,454	-2,13	75,00	6,80	12HA12	24CadHA6 + 24CadHA6 + 24Cad HA6
K2_6	0,25	0,5	0,000651	1,50	0,125	0,1104	0,0722	1,221	4,55	4,55	63,05	0,377	34,21	62,50	34,21	10HA20 + 2HA16	24CadHA6 + 24CadHA6 + 24Ep HA6
K2_7'	0,25	0,5	0,000651	1,50	0,125	0,1104	0,0722	0,506	4,15	4,15	57,50	0,454	-26,73	62,50	6,00	10HA20 + 2HA16	24CadHA6 + 24CadHA6 + 24Ep HA6
K2_8'	0,25	0,5	0,000651	1,50	0,125	0,1104	0,0722	1,059	4,15	4,15	57,50	0,454	8,36	62,50	8,36	6HA14 + 2HA12	24CadHA6+24EpHA6+24 EpHA6
K2_9	0,25	0,5	0,000651	1,50	0,125	0,1104	0,0722	1,091	4,55	4,55	63,05	0,377	24,31	62,50	24,31	12HA16 + 2HA14	24CadHA6 + 24CadHA6 + 24CadHA6 + 24Ep HA6
K2_10'	0,25	0,6	0,000781	1,70	0,150	0,1334	0,0722	1,652	4,15	4,15	57,50	0,454	33,67	75,00	33,67	10HA20 + 2HA14	24CadHA6 + 24CadHA6 + 24Ep HA6
K2_11	0,25	0,6	0,000781	1,70	0,150	0,1334	0,0722	1,766	4,55	4,55	63,05	0,377	63,50	75,00	63,50	20HA20 + 2HA14	24CadHA6+24CadHA6+24 EpHA6+24CadHA6+24 Ep HA6+24EpHA6

Annexe 1.3 : Ferrailage des Poteaux de l'Etage

Nom	Section		I (m4)	U (m)	B (m2)	Br (m2)	i (m)	Nu (MN)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda$	$\alpha$	Aciers (cm2)			Choix armatures	
	a	b											Asth	Asmax	Asmin	$\Phi l$	$\Phi t$
K3_1	0,25	0,25	0,000326	1,00	0,0625	0,0529	0,0722	0,451	3,7	3,7	51,27	0,571	-5,44	31,25	4,00	4HA12	19 CadHA6
K3_1'	0,2	0,25	0,000167	0,90	0,05	0,0414	0,0577	0,427	4,1	4,1	56,81	0,465	4,35	25	4,35	4HA12	19 CadHA6
K3_2	Diam. 0,4		0,019625	1,26	0,1256	0,1134	0,1000	0,269	3,7	3,7	51,27	0,571	-46,78	62,8	5,02	8HA10	19Cerces HA6 + 4EpHA6
K3_3	0,2	0,4	0,000267	1,20	0,08	0,0684	0,0577	0,748	3,7	3,7	51,27	0,571	1,26	40	4,80	4HA12 + 2HA10	19CadHA6 + 19EpHA6

**Annexe 2 : Résultats des Sections d'aciers des Voiles**

<b><i>1- Sollicitations verticales</i></b>	
<i>Numéro du voile</i>	V1
<i>Epaisseur du Voile (m)</i>	0,300
<i>Hauteur du Voile (m)</i>	2,940
<i>Longueur du Voile (m)</i>	10,600
<i>Charge répartie uniforme Pu (MN/m)</i>	0,072
<i>Moment de référence (MN.m)</i>	1,011
<i>Effort tranchant de référence (MN)</i>	0,382
<i>Cisaillement de référence (MN/m<sup>2</sup>)</i>	0,433
<i>Bras de levier z (m)</i>	3,296
<i>Aciers principaux inférieurs As (cm<sup>2</sup>)</i>	8,842
<i>Aciers à disposer sur une hauteur de (m)</i>	0,441
<i>Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm<sup>2</sup> / face)</i>	3,528
<i>Aciers à disposer sur une hauteur de (m)</i>	1,176
<i>Pourcentage</i>	0,002
<i>Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm<sup>2</sup> / face)</i>	3,969
<i>Aciers à disposer sur une hauteur de (m)</i>	1,323
<i>Pourcentage</i>	0,002
<i>Aciers verticaux répartis (cm<sup>2</sup> / m / face)</i>	3,000
<i>Pourcentage</i>	0,002
<b><i>2- Sollicitations horizontales</i></b>	
<i>Charge maximale en pied (KN/m<sup>2</sup>)</i>	62,000
<i>Dalle articulée sur 3cotés et libre en bas, le rapport a/b = 3,6 le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne Ka = 141,602 et Kb = 56,842</i>	
<i>Moment max pour aciers parallèles au coté a (KN.m/m)</i>	75,885
<i>Aciers parallèles au coté a (cm<sup>2</sup> / ml)</i>	13,75
<i>Moment max pour aciers parallèles au coté b (KN.m/m)</i>	30,461
<i>Aciers parallèles au coté a (cm<sup>2</sup> / ml)</i>	4,62
<i>Moment sur appui (KN.m/ml)</i>	37,942
<i>Aciers sur appui (cm<sup>2</sup> / ml)</i>	7,65

<b>1- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V2
Epaisseur du Voile (m)	0,250
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	8,350
Charge répartie uniforme $P_u$ (MN/m)	0,043
Moment de référence (MN.m)	0,373
Effort tranchant de référence (MN)	0,178
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,243
Bras de levier $z$ (m)	2,846
Aciers principaux inférieurs $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	3,773
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / face)	2,940
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / face)	3,308
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m / face)	2,500
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,000
Dalle articulée sur 3 cotés et libre en bas, le rapport $a/b = 2,8$ le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne $K_a = 132,06$ et $K_b = 47,79$	
Moment max pour aciers parallèles au côté $a$ (KN.m/m)	70,771
Aciers parallèles au côté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	14,26
Moment max pour aciers parallèles au côté $b$ (KN.m/m)	25,611
Aciers parallèles au côté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	3,84
Moment sur appui (KN.m/ml)	42,463
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	8,56

<b>1- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V3
Epaisseur du Voile (m)	0,250
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	2,900
Charge répartie uniforme $P_u$ (MN/m)	0,031
Moment de référence (MN.m)	0,033
Effort tranchant de référence (MN)	0,046
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,063
Bras de levier $z$ (m)	1,740
Aciers principaux inférieurs $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0,547
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / face)	2,940
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / face)	3,308
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m / face)	2,500
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,000
<i>Dalle articulée sur 3 cotés et libre en bas, le rapport <math>a/b = 0,99</math> le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne <math>K_a = 61,35</math> et <math>K_b = 11,02</math></i>	
Moment max pour aciers parallèles au coté $a$ (KN.m/m)	31,989
Aciers parallèles au coté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	4,93
Moment max pour aciers parallèles au coté $b$ (KN.m/m)	5,746
Aciers parallèles au coté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	0,83
Moment sur appui (KN.m/ml)	0,000
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	0,00

<b>1- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V4
Epaisseur du Voile (m)	0,250
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	3,630
Charge répartie uniforme $P_u$ (MN/m)	0,022
Moment de référence (MN.m)	0,036
Effort tranchant de référence (MN)	0,040
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,054
Bras de levier $z$ (m)	1,902
Aciers principaux inférieurs $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0,549
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / face)	2,940
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / face)	3,308
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m / face)	2,500
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,000
<i>Dalle articulée sur 3 cotés et libre en bas, le rapport <math>a/b = 1,23</math> le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne <math>K_a = 80,83</math> et <math>K_b = 18</math></i>	
Moment max pour aciers parallèles au côté $a$ (KN.m/m)	43,317
Aciers parallèles au côté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	6,94
Moment max pour aciers parallèles au côté $b$ (KN.m/m)	9,646
Aciers parallèles au côté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	1,39
Moment sur appui (KN.m/ml)	0,000
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	0,00

<b>1- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V5
Epaisseur du Voile (m)	0,250
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	8,000
Charge répartie uniforme Pu (MN/m)	0,038
Moment de référence (MN.m)	0,304
Effort tranchant de référence (MN)	0,152
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,207
Bras de levier z (m)	2,776
Aciers principaux inférieurs As (cm <sup>2</sup> )	3,156
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / face)	2,940
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / face)	3,308
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m / face)	2,500
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,000
<i>Dalle articulée sur 3 cotés et libre en bas, le rapport a/b = 2,72 le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne Ka = 132,06 et Kb = 47,79</i>	
Moment max pour aciers parallèles au côté a (KN.m/m)	70,771
Aciers parallèles au côté a (cm <sup>2</sup> / ml)	14,26
Moment max pour aciers parallèles au côté b (KN.m/m)	25,611
Aciers parallèles au côté a (cm <sup>2</sup> / ml)	3,84
Moment sur appui (KN.m/ml)	42,463
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	8,56



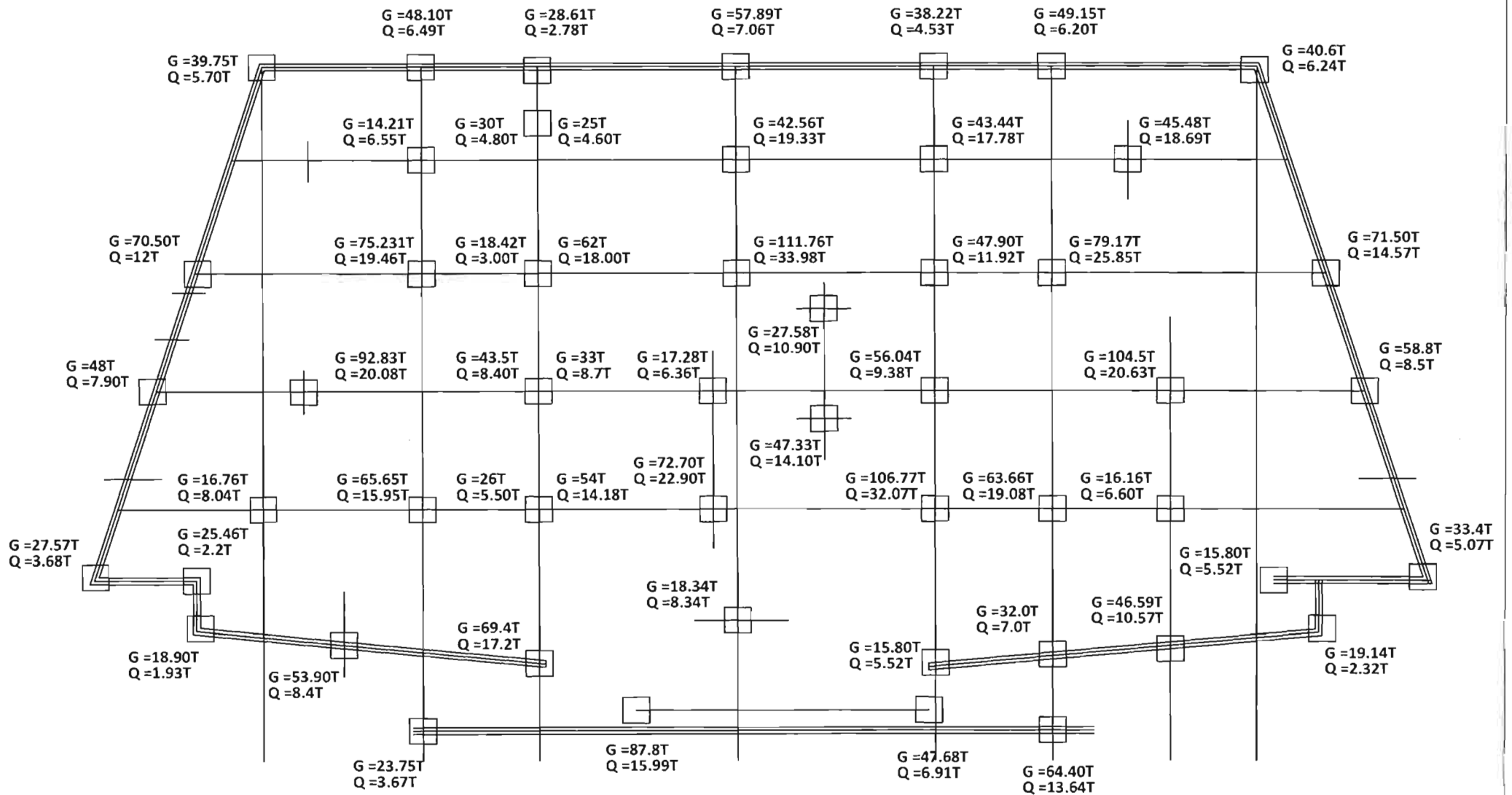
<b>I- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V6
Epaisseur du Voile (m)	0,250
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	7,400
Charge répartie uniforme Pu (MN/m)	0,050
Moment de référence (MN.m)	0,342
Effort tranchant de référence (MN)	0,185
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,252
Bras de levier z (m)	2,656
Aciers principaux inférieurs As (cm <sup>2</sup> )	3,714
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / face)	2,940
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / face)	3,308
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m / face)	2,500
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,000
Dalle articulée sur 3 cotés et libre en bas, le rapport a/b = 2,5 le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne Ka = 132,06 et Kb = 47,79	
Moment max pour aciers parallèles au côté a (KN.m/m)	70,771
Aciers parallèles au côté a (cm <sup>2</sup> / ml)	14,26
Moment max pour aciers parallèles au côté b (KN.m/m)	25,611
Aciers parallèles au côté a (cm <sup>2</sup> / ml)	3,84
Moment sur appui (KN.m/ml)	35,386
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	7,13

<i>1- Sollicitations verticales</i>	
<i>Numéro du voile</i>	V7
<i>Epaisseur du Voile (m)</i>	0,250
<i>Hauteur du Voile (m)</i>	2,940
<i>Longueur du Voile (m)</i>	7,400
<i>Charge répartie uniforme Pu (MN/m)</i>	0,033
<i>Moment de référence (MN.m)</i>	0,226
<i>Effort tranchant de référence (MN)</i>	0,122
<i>Cisaillement de référence (MN/m<sup>2</sup>)</i>	0,166
<i>Bras de levier z (m)</i>	2,656
<i>Aciers principaux inférieurs As (cm<sup>2</sup>)</i>	2,451
<i>Aciers à disposer sur une hauteur de (m)</i>	0,441
<i>Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm<sup>2</sup> / face)</i>	2,940
<i>Aciers à disposer sur une hauteur de (m)</i>	1,176
<i>Pourcentage</i>	0,002
<i>Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm<sup>2</sup> / face)</i>	3,308
<i>Aciers à disposer sur une hauteur de (m)</i>	1,323
<i>Pourcentage</i>	0,002
<i>Aciers verticaux répartis (cm<sup>2</sup> / m / face)</i>	2,500
<i>Pourcentage</i>	0,002
<i>2- Sollicitations horizontales</i>	
<i>Charge maximale en pied (KN/m<sup>2</sup>)</i>	62,000
<i>Dalle articulée sur 3cotés et libre en bas, le rapport a/b = 2,5 le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne Ka = 132,06 et Kb = 47,79</i>	
<i>Moment max pour aciers parallèles au coté a (KN.m/m)</i>	70,771
<i>Aciers parallèles au coté a (cm<sup>2</sup> / ml)</i>	14,26
<i>Moment max pour aciers parallèles au coté b (KN.m/m)</i>	25,611
<i>Aciers parallèles au coté a (cm<sup>2</sup> / ml)</i>	3,84
<i>Moment sur appui (KN.m/ml)</i>	35,386
<i>Aciers sur appui (cm<sup>2</sup> / ml)</i>	7,13

<b>1- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V8
Epaisseur du Voile (m)	0,250
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	3,700
Charge répartie uniforme $P_u$ (MN/m)	0,034
Moment de référence (MN.m)	0,058
Effort tranchant de référence (MN)	0,063
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,086
Bras de levier $z$ (m)	1,916
Aciers principaux inférieurs $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0,875
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / face)	2,940
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / face)	3,308
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m / face)	2,500
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,000
Dalle articulée sur 3 cotés et libre en bas, le rapport $a/b = 1,25$ le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne $K_a = 80,83$ et $K_b = 18$	
Moment max pour aciers parallèles au côté $a$ (KN.m/m)	43,317
Aciers parallèles au côté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	7,05
Moment max pour aciers parallèles au côté $b$ (KN.m/m)	9,646
Aciers parallèles au côté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	1,39
Moment sur appui (KN.m/ml)	0,000
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	0,00

<b>1- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V9
Epaisseur du Voile (m)	0,250
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	1,900
Charge répartie uniforme $P_u$ (MN/m)	0,028
Moment de référence (MN.m)	0,013
Effort tranchant de référence (MN)	0,027
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,056
Bras de levier $z$ (m)	1,140
Aciers principaux inférieurs $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0,319
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / face)	2,940
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / face)	3,308
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m / face)	2,500
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,000
Dalle articulée sur 3cotés et libre en bas, le rapport $a/b = 0,65$ le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne $K_a = 35,57$ et $K_b = 4,70$	
Moment max pour aciers parallèles au coté $a$ (KN.m/m)	19,062
Aciers parallèles au coté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	2,79
Moment max pour aciers parallèles au coté $b$ (KN.m/m)	2,519
Aciers parallèles au coté $a$ (cm <sup>2</sup> / ml)	0,35
Moment sur appui (KN.m/ml)	0,000
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	0,00

<b>1- Sollicitations verticales</b>	
Numéro du voile	V10
Epaisseur du Voile (m)	0,250
Hauteur du Voile (m)	2,940
Longueur du Voile (m)	5,250
Charge répartie uniforme $P_u$ (MN/m)	0,043
Moment de référence (MN.m)	0,148
Effort tranchant de référence (MN)	0,113
Cisaillement de référence (MN/m <sup>2</sup> )	0,154
Bras de levier $z$ (m)	2,226
Aciers principaux inférieurs $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	1,918
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	0,441
Aciers horizontaux répartis inférieurs (cm <sup>2</sup> / face)	2,940
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,176
Pourcentage	0,002
Aciers horizontaux répartis supérieurs (cm <sup>2</sup> / face)	3,308
Aciers à disposer sur une hauteur de (m)	1,323
Pourcentage	0,002
Aciers verticaux répartis (cm <sup>2</sup> / m / face)	2,500
Pourcentage	0,002
<b>2- Sollicitations horizontales</b>	
Charge maximale en pied (KN/m <sup>2</sup> )	62,000
Dalle articulée sur 3cotés et libre en bas, le rapport $a/b = 1,78$ le tableau 29 du formulaire de Henry THONIER donne $K_a = 119,41$ et $K_b = 38,31$	
Moment max pour aciers parallèles au coté a (KN.m/m)	63,992
Aciers parallèles au coté a (cm <sup>2</sup> / ml)	11,98
Moment max pour aciers parallèles au coté b (KN.m/m)	20,530
Aciers parallèles au coté a (cm <sup>2</sup> / ml)	3,02
Moment sur appui (KN.m/ml)	38,395
Aciers sur appui (cm <sup>2</sup> / ml)	7,19



**PLAN DE CHARGEMENT DES MASSIFS**

**DIMENSIONNEMENT DES MASSIFS SUR MICRO PIEUX SOUS POTEAU EN COMPRESSION CENTREE**

Appui	Nom	G (T)	Q (T)	Pser (KN)	Charge supportée par un micro pieu (KN)	Nbre de micro pieux neces.	Coefficient d'efficacité par FELD	Entre-Axe des micropieux a'(m)	Largeur b0 du massif (m)	Longueur a'' du massif (m)	Hauteur utile (m)	Hauteur totale (m)	Contraint de compression sur le poteau Mpa	Contrainte de compression sur les micropieux Mpa	Contrainte tangente MPa	Force de traction MN	A (cm2)	A'(cm2)	Atv (cm2)	Ath (cm2)
1	M1	15,00	7,00	220,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	7,69	8,29	0,46	0,12	3,92	0,39	0,78	0,39
2	M2	43,00	20,00	630,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	18,34	14,97	0,83	0,34	10,62	1,06	2,12	1,06
3	M2	44,00	18,00	620,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	18,00	14,70	0,81	0,33	10,43	1,04	2,09	1,04
4	M2	46,00	19,00	650,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	18,88	15,40	0,85	0,34	10,93	1,09	2,19	1,09
5	M3	76,00	20,00	960,00	1183	4	0,82	0,8	1,6	1,6	0,45	0,5	20,72	17,25	0,48	0,51	16,32	1,63	3,26	1,63
6	M2	66,00	16,00	820,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	23,56	19,18	1,06	0,43	13,61	1,36	2,72	1,36
7	M4	93,00	21,00	1140,00	1183	6	0,78	0,8	1,6	2,4	0,8	0,85	18,13	14,12	0,22	0,63	20,03	2,00	4,01	2,00
8	M4	112,00	34,00	1460,00	1183	6	0,78	0,8	1,6	2,4	0,8	0,85	21,99	18,70	0,28	0,86	27,25	2,73	5,45	2,73
9	M2	48,00	12,00	600,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	17,25	14,09	0,78	0,32	10,00	1,00	2,00	1,00
10	M4	80,00	26,00	1060,00	1183	6	0,78	0,8	1,6	2,4	0,8	0,85	16,11	13,86	0,21	0,64	20,20	2,02	4,04	2,02
11	M4	56,00	10,00	660,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	18,88	15,40	0,85	0,34	10,93	1,09	2,19	1,09
12	M3	64,00	20,00	840,00	1183	4	0,82	0,8	1,6	1,6	0,45	0,5	18,19	15,21	0,42	0,45	14,39	1,44	2,88	1,44
13	M4	105,00	21,00	1260,00	1183	6	0,78	0,8	1,6	2,4	0,8	0,85	18,74	16,16	0,24	0,74	23,55	2,36	4,71	2,36
14	M4	107,00	32,00	1390,00	1183	6	0,78	0,8	1,6	2,4	0,8	0,85	20,82	17,85	0,26	0,82	26,01	2,60	5,20	2,60
15	M1	16,00	6,00	220,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	7,65	8,26	0,46	0,12	3,90	0,39	0,78	0,39
16	M1	19,00	9,00	280,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	9,79	10,41	0,57	0,16	4,92	0,49	0,98	0,49
17	M2	48,00	15,00	630,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	18,19	14,85	0,82	0,33	10,53	1,05	2,11	1,05
18	M1	28,00	11,00	390,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	13,58	14,23	0,78	0,21	6,73	0,67	1,35	0,67
19	M3	73,00	23,00	960,00	1183	4	0,82	0,8	1,6	1,6	0,45	0,5	20,79	17,31	0,48	0,52	16,37	1,64	3,27	1,64
20	M4	88,00	16,00	1040,00	1183	6	0,78	0,8	1,6	2,4	0,8	0,85	15,45	13,49	0,20	0,62	19,66	1,97	3,93	1,97
21	M1	48,00	7,00	550,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	18,83	19,52	1,08	0,29	9,23	0,92	1,85	0,92
22	M1	17,00	8,00	250,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	8,74	9,35	0,52	0,14	4,42	0,44	0,88	0,44
23	M1	18,00	7,00	250,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	8,70	9,31	0,51	0,14	4,40	0,44	0,88	0,44
24	M1	19,00	2,00	210,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	7,16	7,76	0,43	0,12	3,67	0,37	0,73	0,37
25	M2	55,00	10,00	650,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	18,59	15,18	0,84	0,34	10,76	1,08	2,15	1,08
26	M3	81,00	21,00	1020,00	1183	4	0,82	0,8	1,6	1,6	0,45	0,5	22,01	18,29	0,50	0,55	17,30	1,73	3,46	1,73
27	M3	77,00	18,00	950,00	1183	4	0,82	0,8	1,6	1,6	0,45	0,5	20,46	17,05	0,47	0,51	16,12	1,61	3,22	1,61
28	M3	80,00	20,00	1000,00	1183	4	0,82	0,8	1,6	1,6	0,45	0,5	21,56	17,93	0,49	0,54	16,96	1,70	3,39	1,70
29	M3	70,00	18,00	880,00	1183	4	0,82	0,8	1,6	1,6	0,45	0,5	18,98	15,85	0,44	0,47	14,99	1,50	3,00	1,50
30	M1	40,00	6,00	460,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	15,75	16,42	0,91	0,24	7,77	0,78	1,55	0,78
31	M1	49,00	7,00	560,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	19,16	19,86	1,09	0,30	9,39	0,94	1,88	0,94
32	M1	29,00	3,00	320,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	10,91	11,54	0,64	0,17	5,46	0,55	1,09	0,55
33	M2	58,00	8,00	660,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	18,81	15,35	0,85	0,34	10,89	1,09	2,18	1,09
34	M1	39,00	5,00	440,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	15,04	15,70	0,87	0,23	7,43	0,74	1,49	0,74
35	M1	50,00	7,00	570,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	19,50	20,20	1,11	0,30	9,55	0,96	1,91	0,96
36	M1	41,00	7,00	480,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	16,46	17,14	0,94	0,26	8,11	0,81	1,62	0,81
37	M3	72,00	15,00	870,00	1183	4	0,82	0,8	1,6	1,6	0,45	0,5	18,70	15,63	0,43	0,47	14,78	1,48	2,96	1,48
38	M2	59,00	9,00	680,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	19,41	15,83	0,87	0,35	11,23	1,12	2,25	1,12
39	M1	34,00	6,00	400,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	13,73	14,38	0,79	0,21	6,80	0,68	1,36	0,68
40	M1	20,00	3,00	230,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	7,88	8,48	0,47	0,13	4,01	0,40	0,80	0,40
41	M1	47,00	11,00	580,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	19,99	20,69	1,14	0,31	9,79	0,98	1,96	0,98
42	M1	32,00	7,00	390,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	13,43	14,08	0,78	0,21	6,66	0,67	1,33	0,67
43	M1	16,00	6,00	220,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	7,65	8,26	0,46	0,12	3,90	0,39	0,78	0,39
44	M2	54,00	9,00	630,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	18,00	14,70	0,81	0,33	10,43	1,04	2,09	1,04
45	M1	19,00	2,00	210,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	7,16	7,76	0,43	0,12	3,67	0,37	0,73	0,37
46	M1	26,00	3,00	290,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	9,90	10,52	0,58	0,16	4,98	0,50	1,00	0,50
47	M1	28,00	4,00	320,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	10,95	11,58	0,64	0,17	5,48	0,55	1,10	0,55
48	M1	48,00	8,00	560,00	1183	2	0,94	0,8	0,80	1,6	0,45	0,5	19,20	19,90	1,10	0,30	9,41	0,94	1,88	0,94
49	M2	71,00	12,00	830,00	1183	3	0,88	0,8	0,80	0,80	0,45	0,5	17,79	19,31	1,06	0,43	13,70	1,37	2,74	1,37

**SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SPI**

La coupe au niveau de SPI nous permet d'identifier 3 couches

Paramètres déterminés à partir du profil de SPI					
	Epaisseur (m)	Classification	Ple*(Mpa)	Courbe de frottement limite (Forage à la boue)	Qs (Kpa)
Calcaire Altérée	4,00	B	1,06	Q3	87
Calcaire Compact	2,50	C	3,01	Q5	200
Marne Tendre	13,50	A	3,9	Q5	227

Profondeur (m)	Couche	Effort mobilisable par frottement latéral pour $\Phi = 400\text{mm}$				Effort mobilisable à la pointe $\Phi = 400\text{mm}$				Capacité Portante à l'ELS Qf (KN)	Contrainte Béton en Tête de Pieu (Mpa) < 5MPa
		Qs (Kpa)	Surf. (m2)	Qsu (KN)	Cumul des Qsu (KN)	Surf. Pointe (m2)	Kp	Qu(Mpa)	Qpu (KN)		
0											
4	Calcaire B	87	0	0	0	0,1256					
6,5	Calcaire C	200	3,14	628	628	0,1256	1,8	5,418	680,5008	790	2,52
8	Marne A	227	1,884	427,668	1055,668	0,1256	1,8	7,02	881,712	1145	3,6
10	Marne A	227	2,512	570,224	1625,892	0,1256	1,8	7,02	881,712	1430	4,6
12	Marne A	227	2,512	570,224	2196,116	0,1256	1,8	7,02	881,712	1715	5,5
13	Marne A	227	1,256	285,112	2481,228	0,1256	1,8	7,02	881,712	1858	
15	Marne A	227	2,512	570,224	3051,452	0,1256	1,8	7,02	881,712	2143	
17	Marne A	227	2,512	570,224	3621,676	0,1256	1,8	7,02	881,712	2428	
18	Marne A	227	1,256	285,112	3906,788	0,1256	1,8	7,02	881,712	2571	
20	Marne A	227	2,512	570,224	4477,012	0,1256	1,8	7,02	881,712	2856	







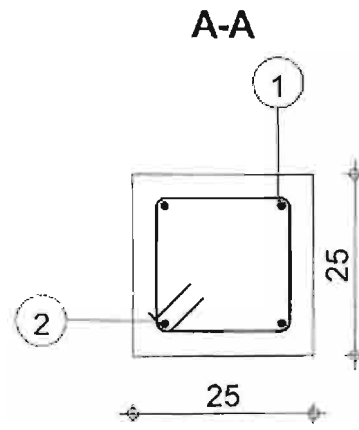
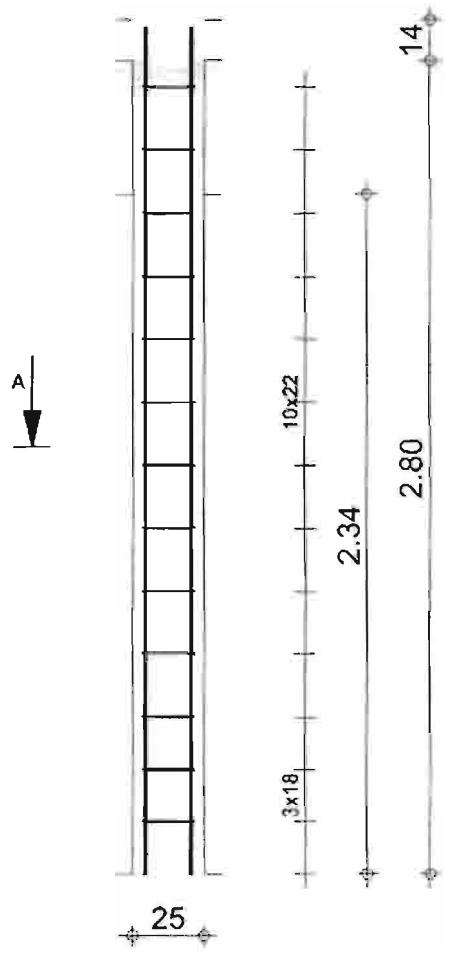






***PLANS DE  
COFFRAGE***

Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA12 l=2.91	0.00	2.91
②	13HA6 l=88	5.20	18

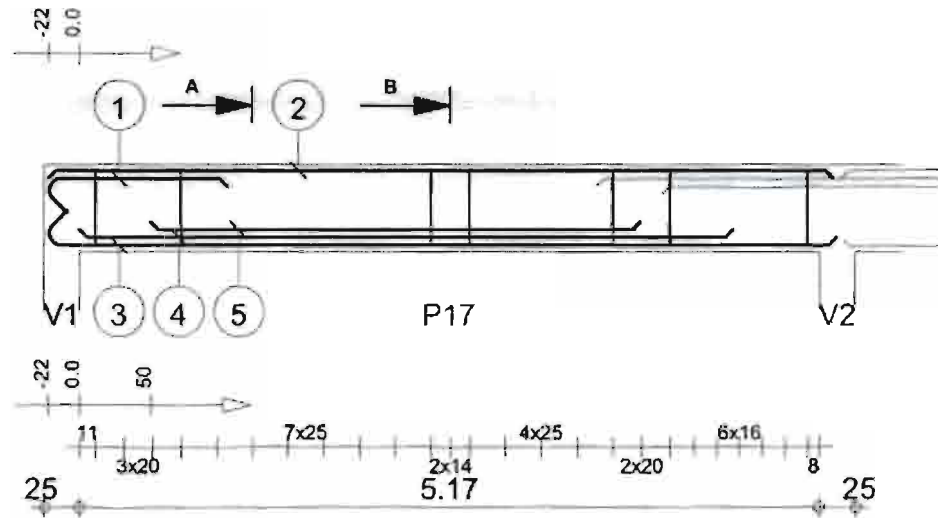


Niveau standard  
Structure

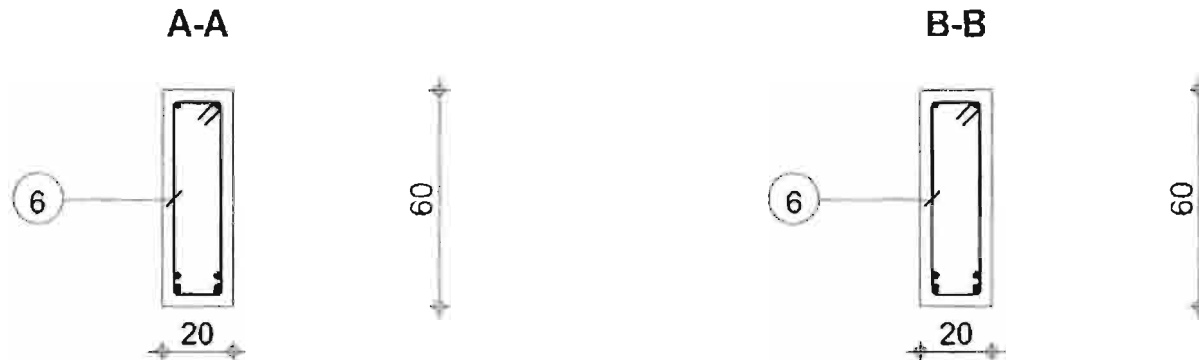
**Poteau1** K1.1  
Section 0.25x0.25

Tél. Fax

Acier HA = 12.9 kg	Béton = 0.146 m <sup>3</sup>
Enrobage 0.03 m	Surface du coffrage = 2.34 m <sup>2</sup>
Echelle pour la vue 1/25	Page 1/1
Echelle pour la section 1/10	



Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA14 l=1.50	1.02	1.20
②	2HA8 l=5.49	0.00	5.49
③	2HA14 l=5.75	1.02	5.51
④	2HA14 l=4.57	0.00	4.57
⑤	2HA14 l=3.42	0.00	3.42
⑥	25HA6 l=1.48	5.20	5.4



Tél. Fax

Béton = 0.665 m<sup>3</sup>

Acier HA = 49.4 kg

HA400

Tenue au feu 1/2h

Fissuration préjudiciable

Reprise de bétonnage : Oui

Fc28 = 25MPa

Surface du coffrage = 7.81 m<sup>2</sup>

Enrobage inférieur 0.03 Enrobage supérieur 0.03 m

Enrobage latéral 0.03 m

Densité = 74.29 kg/ m<sup>3</sup>

Echelle pour la vue 1/50

Diamètre moyen = 9.39mm

Echelle pour la section 1/20

Page 1/3

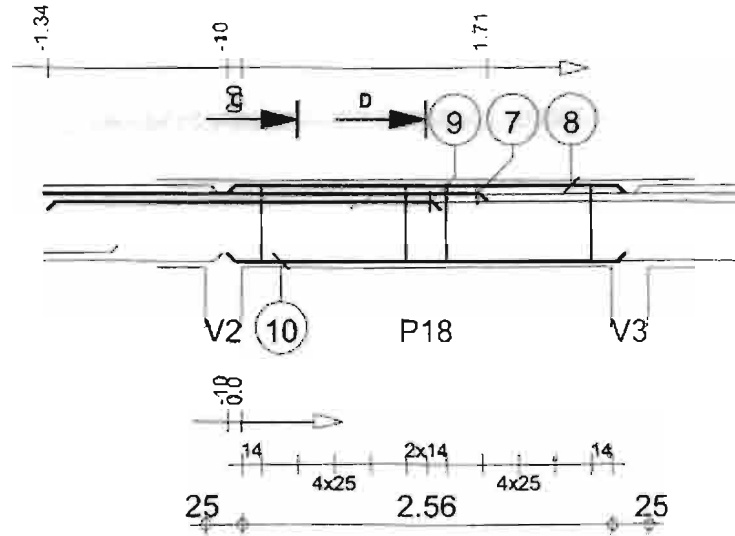


Niveau standard  
Structure

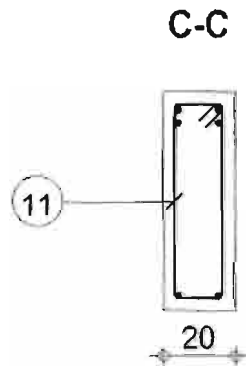
Poutre1 : P17  
Section 0.2x0.6

Nombre 1

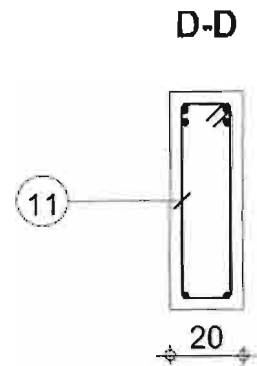




Pos.	Armature	Code	Forme
7	2HA14 l=3.51	0.00	3.51
8	2HA8 l=2.75	0.00	2.75
9	2HA14 l=2.72	0.00	2.72
10	2HA8 l=2.75	0.00	2.75
11	11HA6 l=1.48	5.20	



60



60

Tél.

Fax

Béton = 0,337 m<sup>3</sup>

Acier HA = 23 kg

HA400

Tenue au feu 1/2h

Fissuration préjudiciable

Reprise de bétonnage : Oui

Fc28 = 25MPa

Surface du coffrage = 3,88 m<sup>2</sup>

Enrobage inférieur 0.03 Enrobage supérieur 0.03 m

Enrobage latéral 0.03 m

Densité = 68 25 kg/ m<sup>3</sup>

Echelle pour la vue 1/50

Diamètre moyen = 9,07mm

Echelle pour la section 1/20

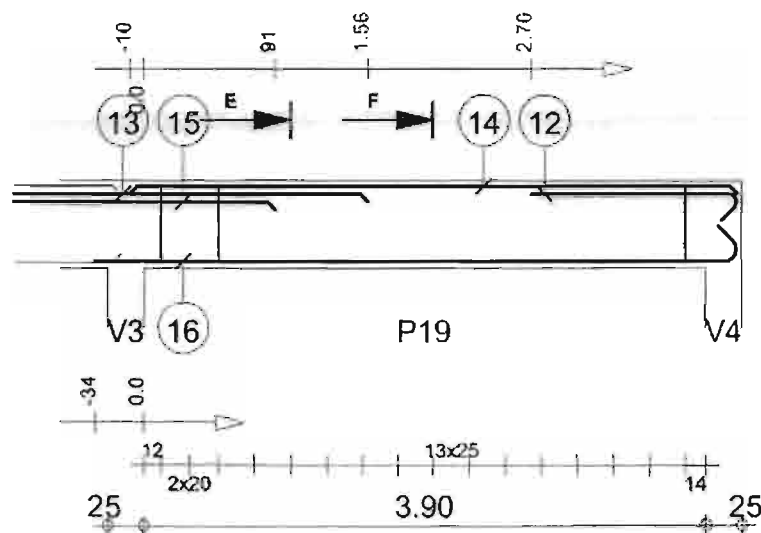
Page 2/3



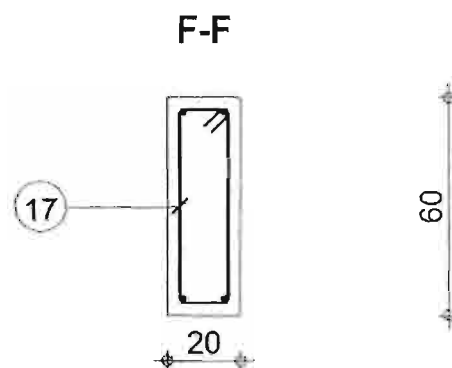
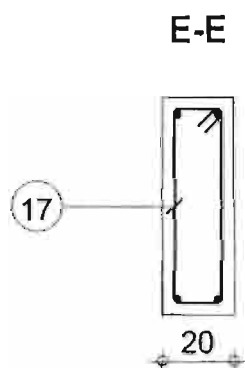
Niveau standard  
Structure

Poutre 1 : P18  
Section 0.2x0.6

Nombre 1



Pos.	Armature	Code	Forme
⑫	2HA12 l=1.61	1.02	1.42
⑬	2HA12 l=3.51	0.00	3.51
⑭	2HA8 l=4.21	0.00	4.21
⑮	2HA14 l=2.97	0.00	2.97
⑯	2HA14 l=4.70	1.02	4.46
⑰	16HA6 l=1.48	5.20	54



Tél.

Fax

Béton = 0.513 m3

Acier HA = 36.2 kg

HA400

Tenue au feu 1/2h

Fissuration préjudiciable

Reprise de bétonnage : Oui

Fc28 = 25MPa

Surface du coffrage = 6.03 m2

Enrobage inférieur 0.03 m Enrobage supérieur 0.03 m

Enrobage latéral 0.03 m

Densité = 70.57 kg/ m3

Echelle pour la vue 1/50

Diamètre moyen = 9.49mm

Echelle pour la section 1/20

Page 3/3

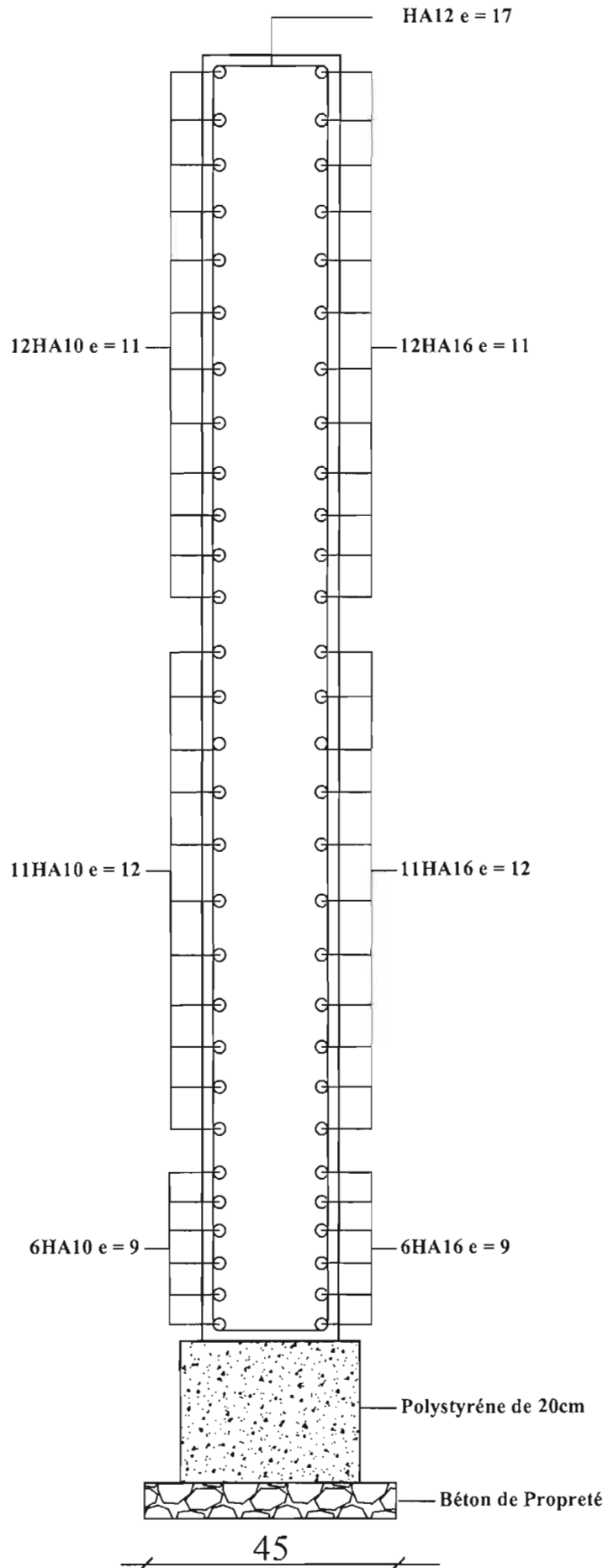


Niveau standard  
Structure

Poutre 1 : P19  
Section 0.2x0.6

Nombre 1

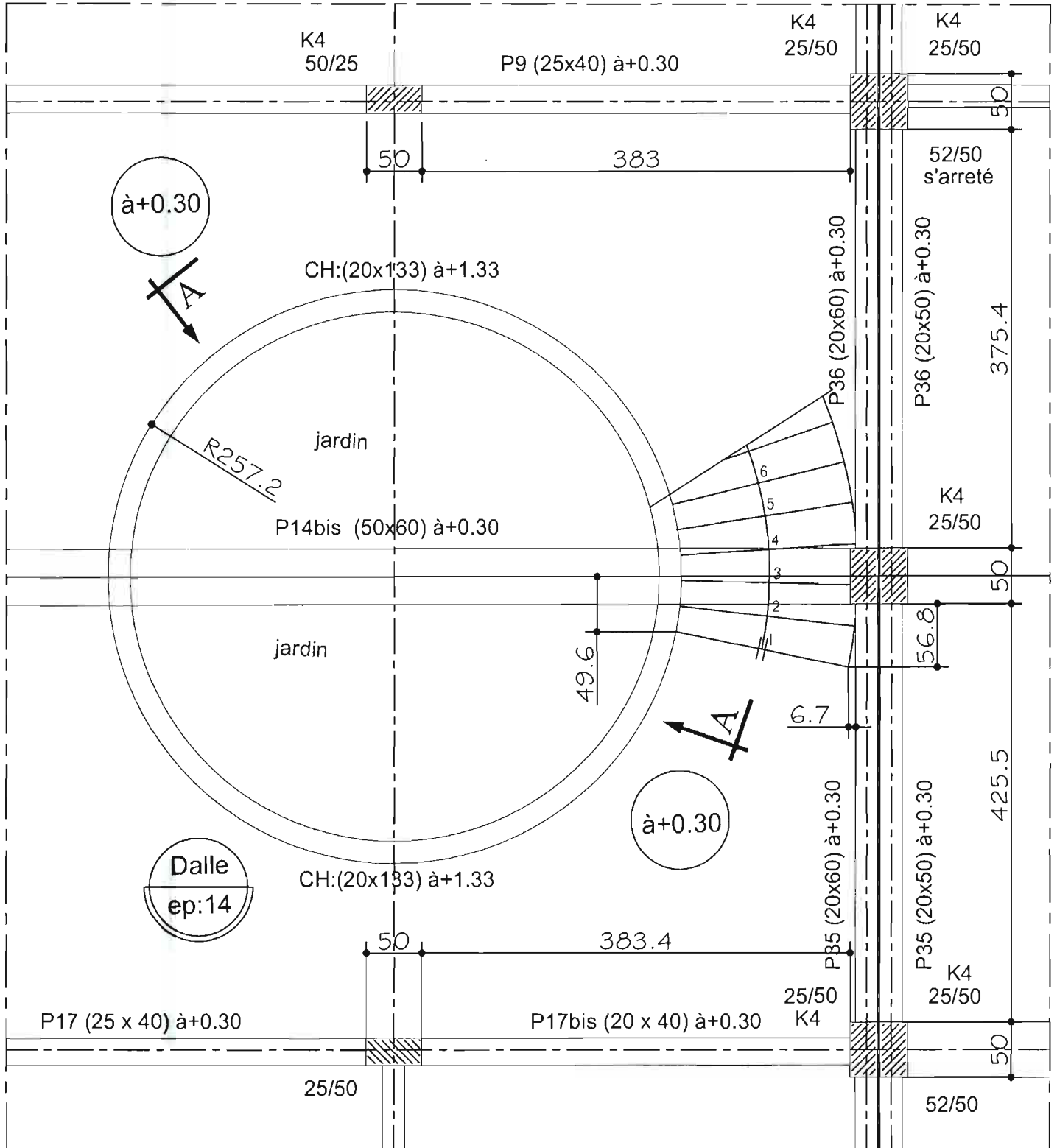
# Ferrailage du Voile V1



# Vue en plan escalier

Hauteur à monter = 26marches x 17.5 = 4.55m

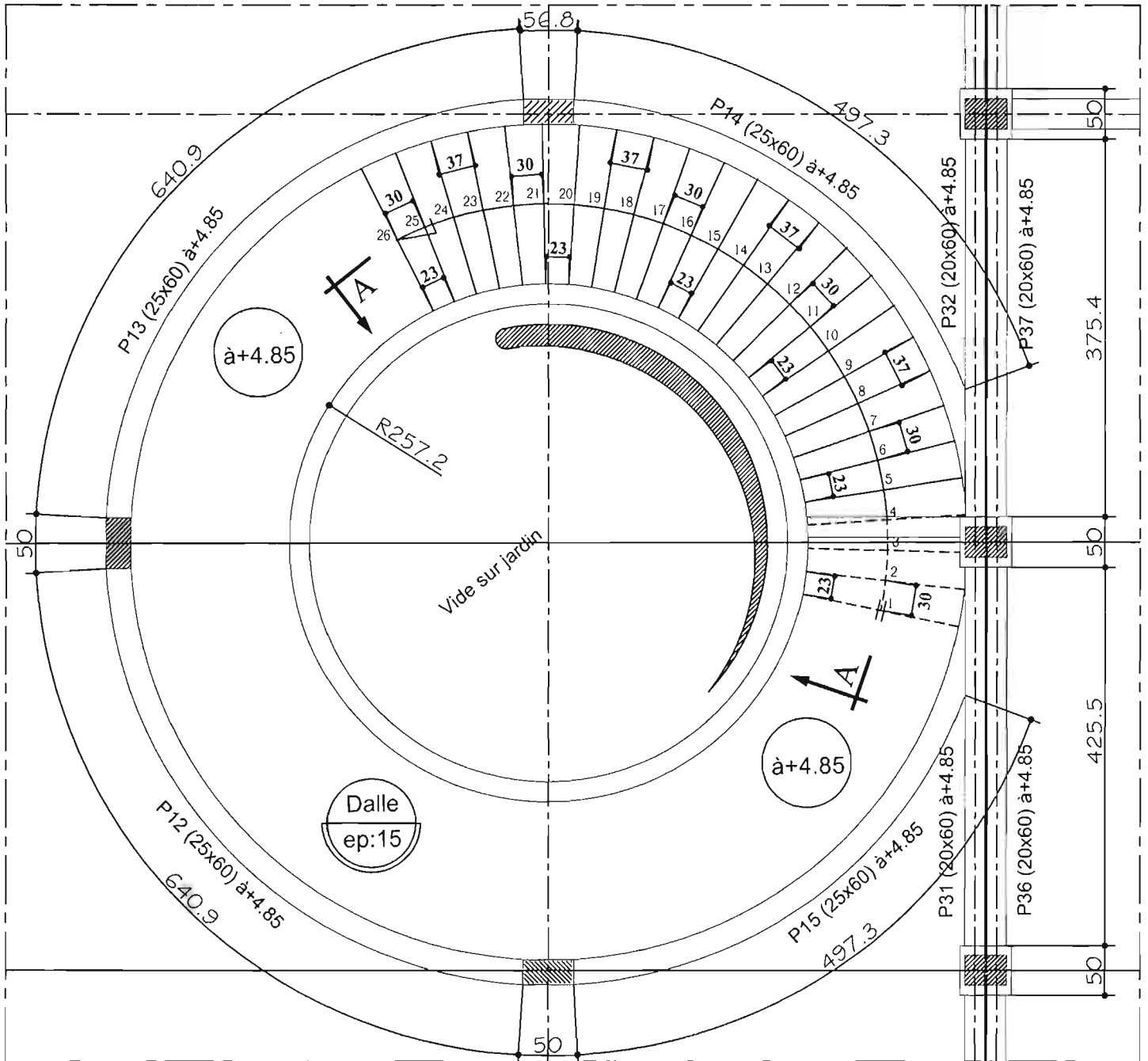
Départ escalier du niveau +0.30



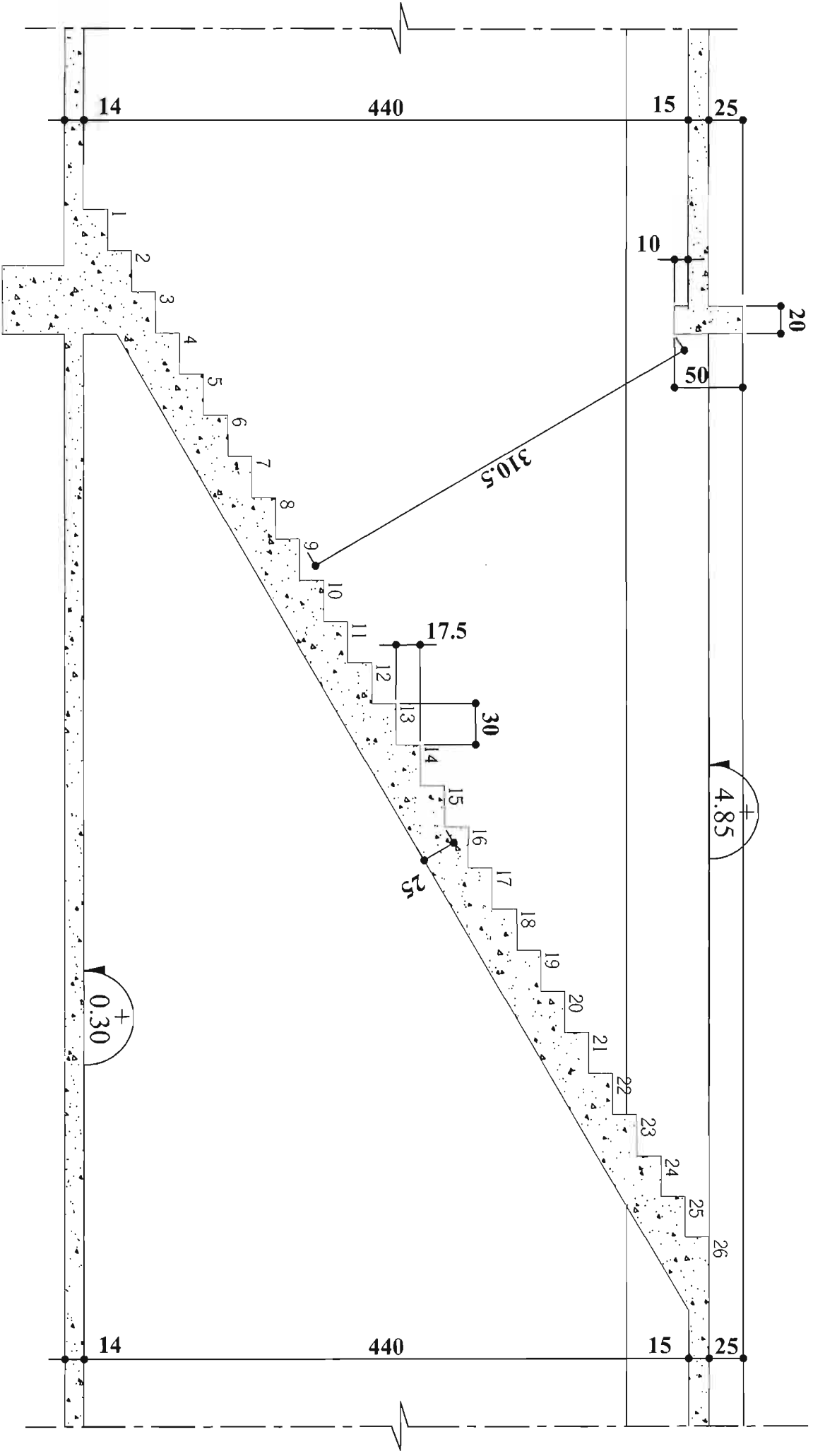
# VUE EN PLAN ESCALIER

Hauteur à monter = 26marches x 17.5 = 4.55m

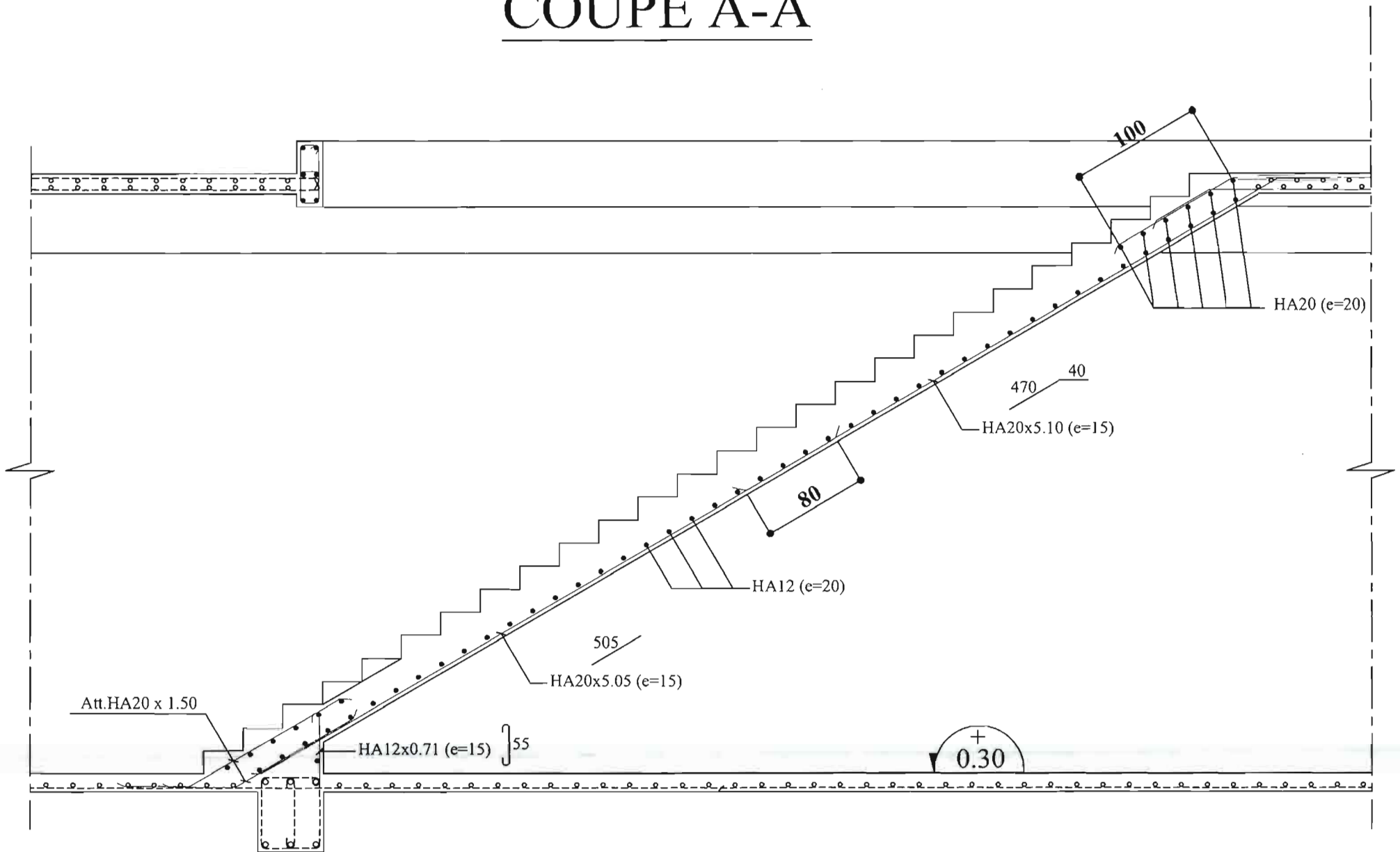
Arrivée escalier niveau +4.85

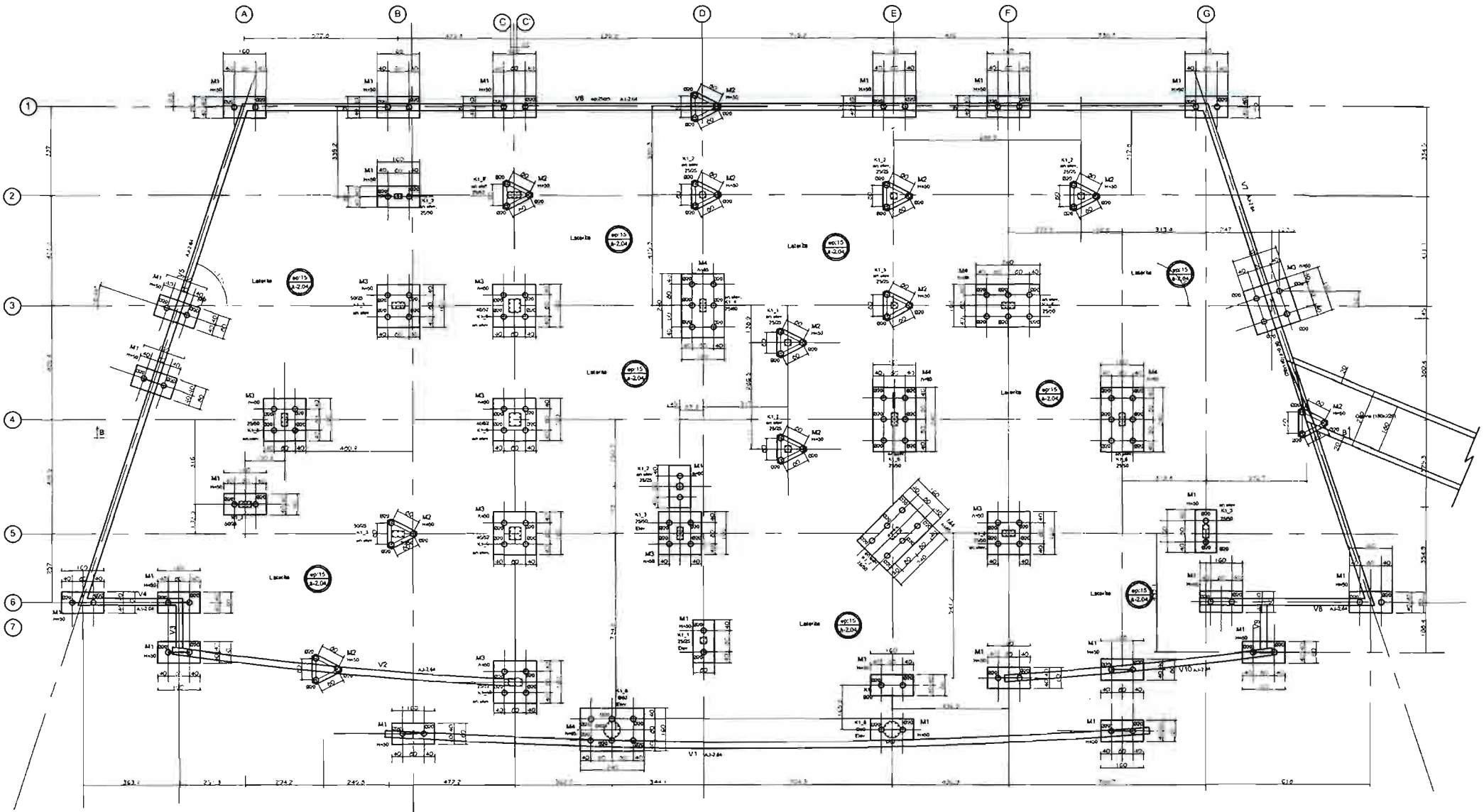


# COUPE A-A



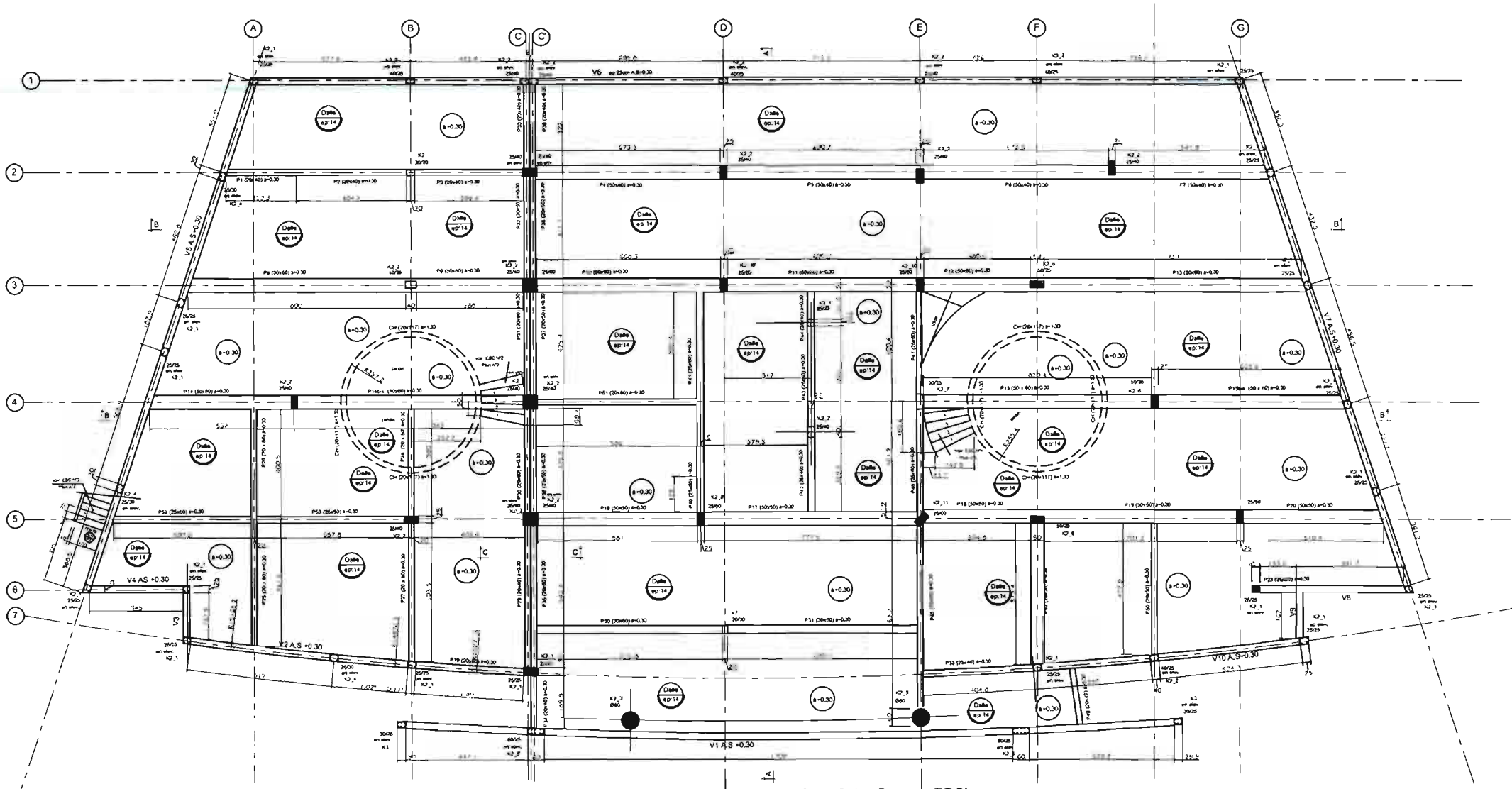
# COUPE A-A



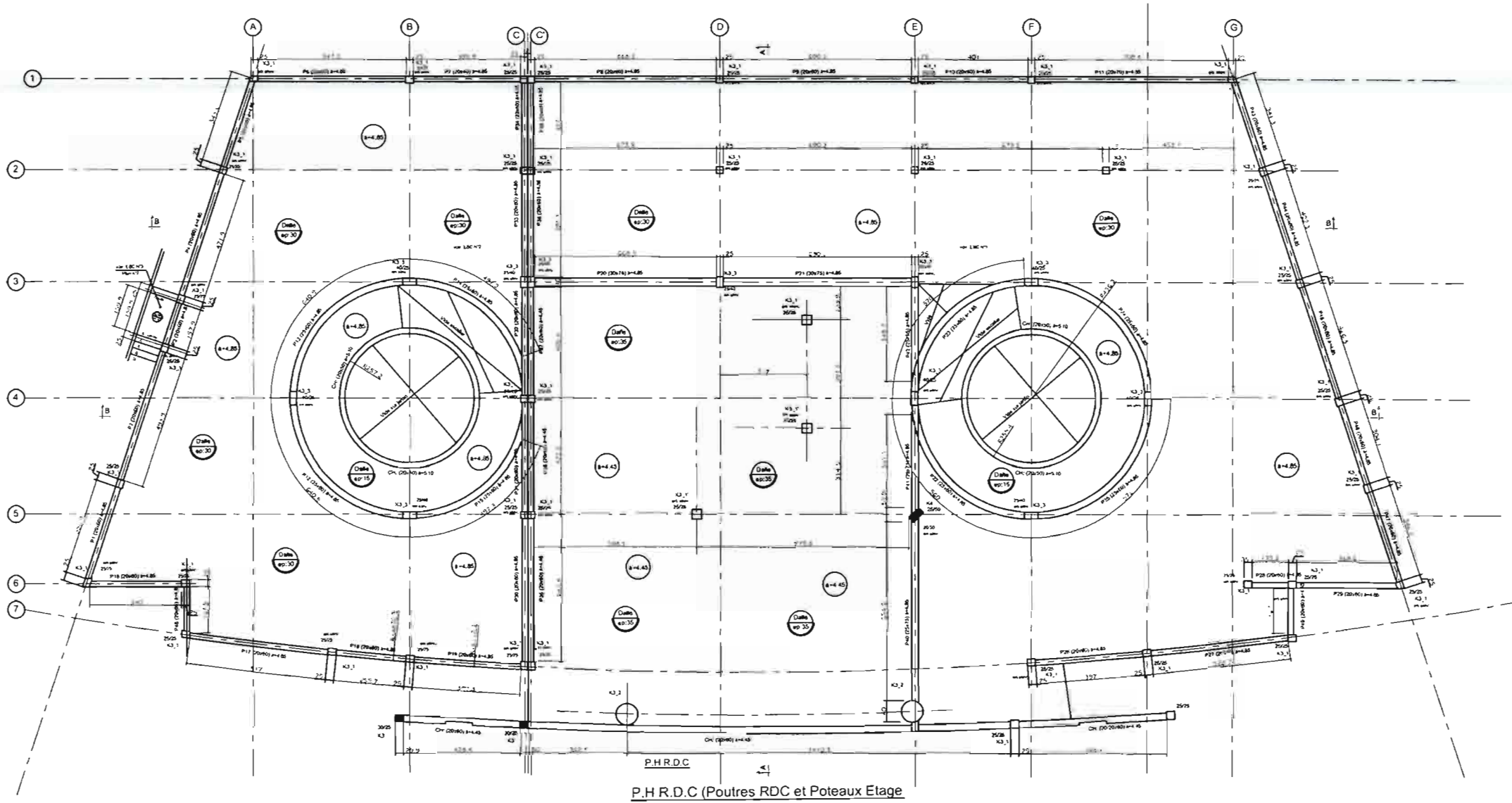


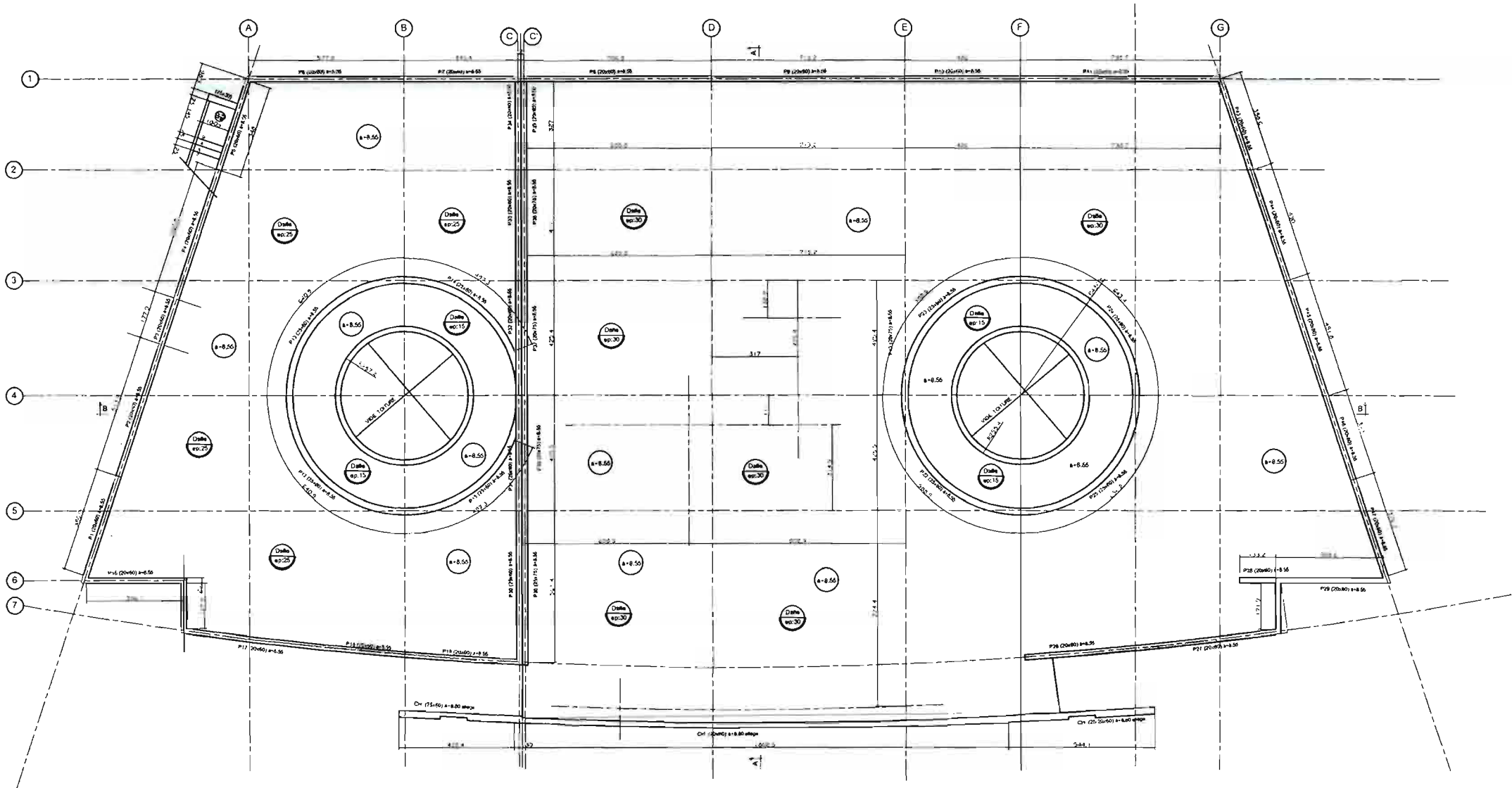
IMPLANTATION MASSIF



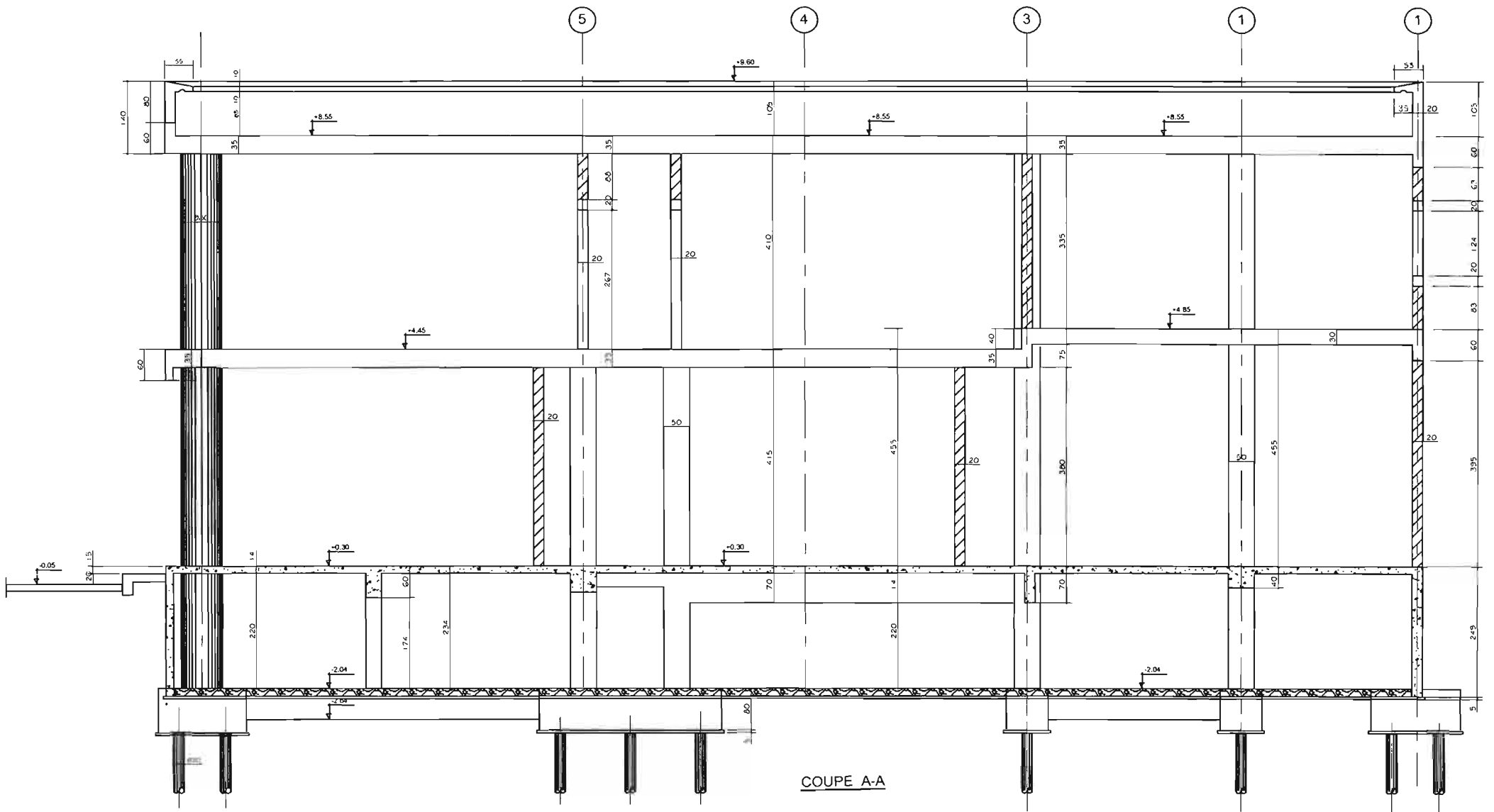


PL. BAS R.D.C (Poutres Sous Sol et Poteaux RDC)

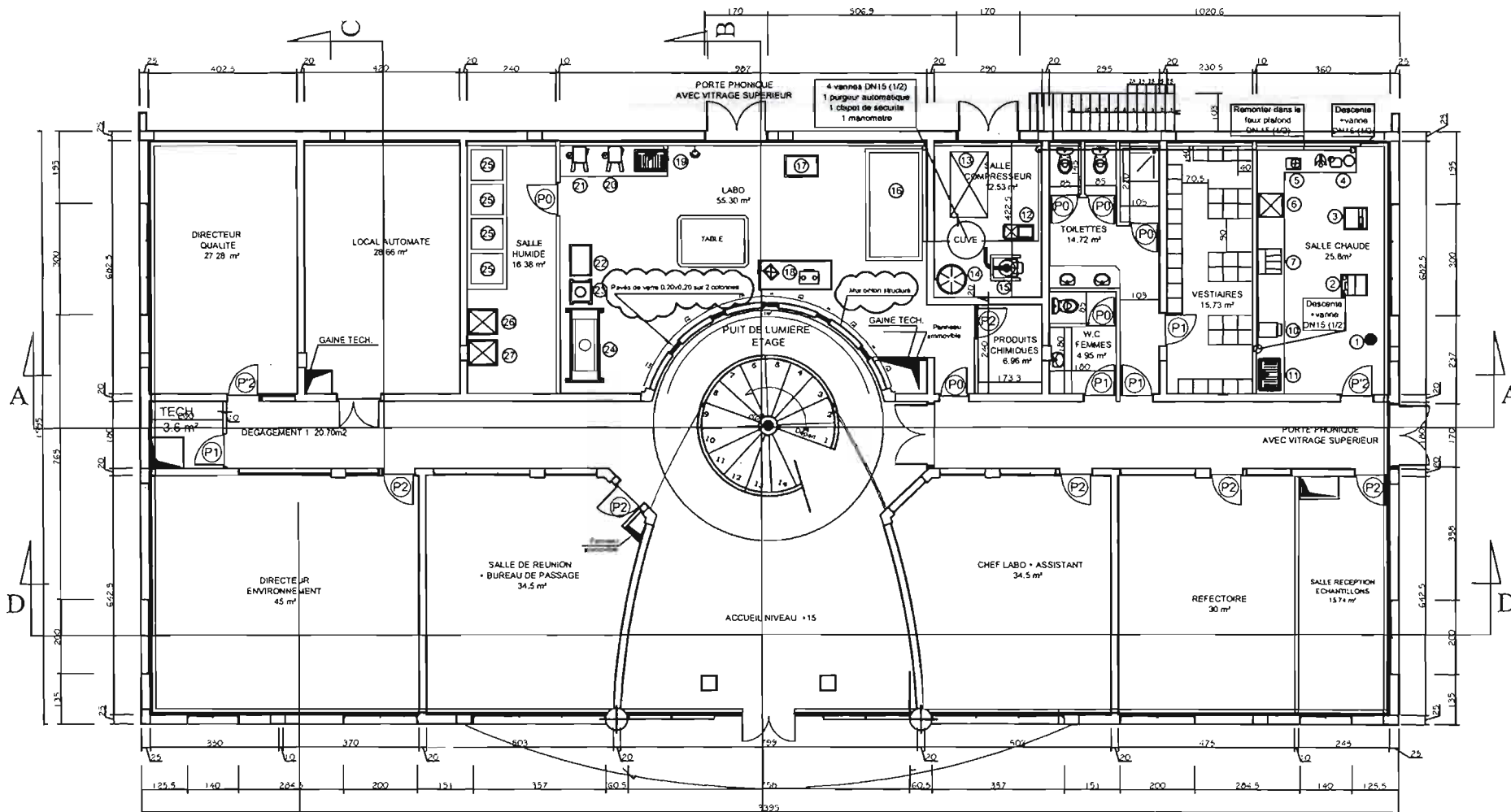




P.H 1er ETAGE ( Poutres Etage )



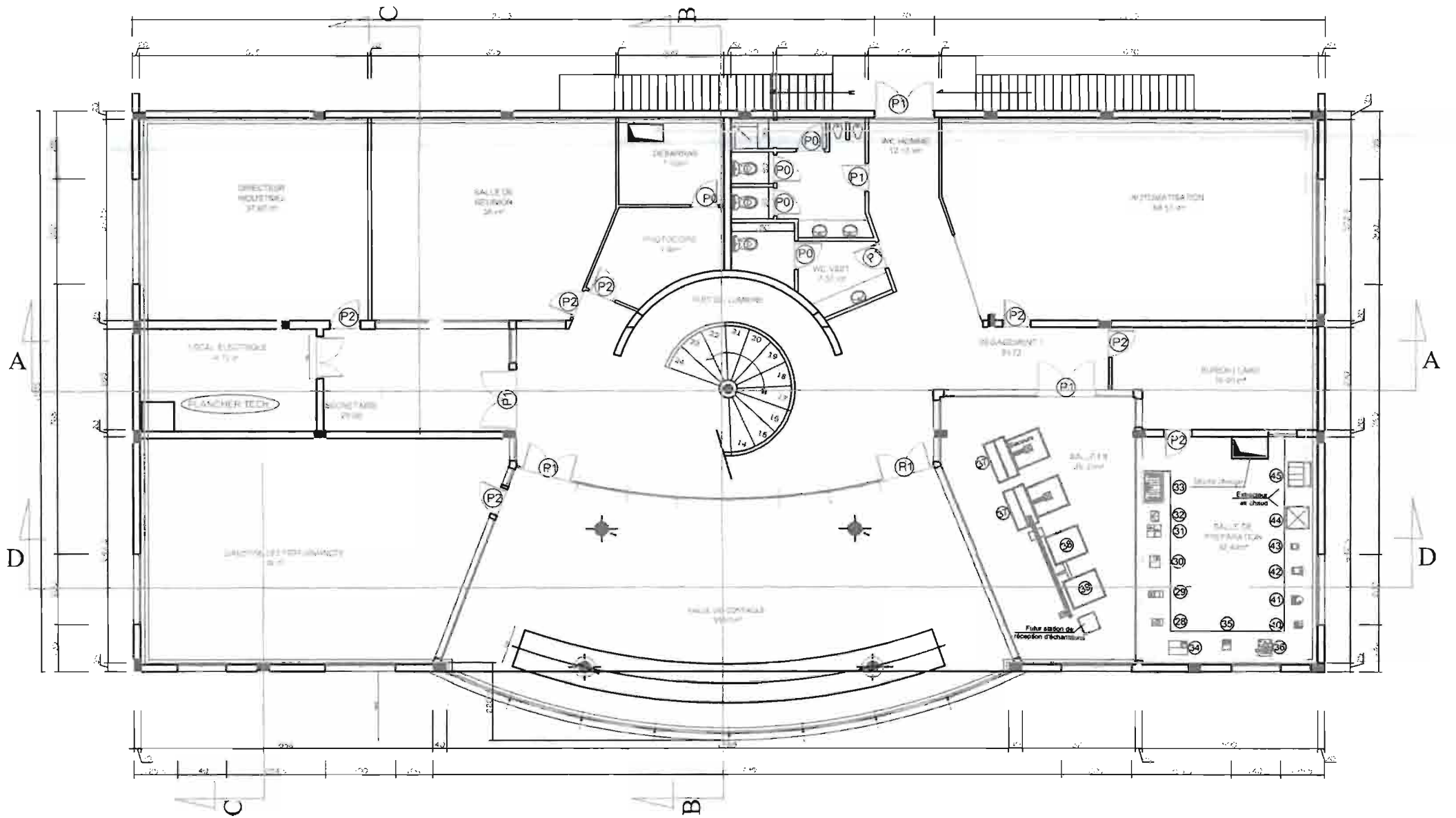




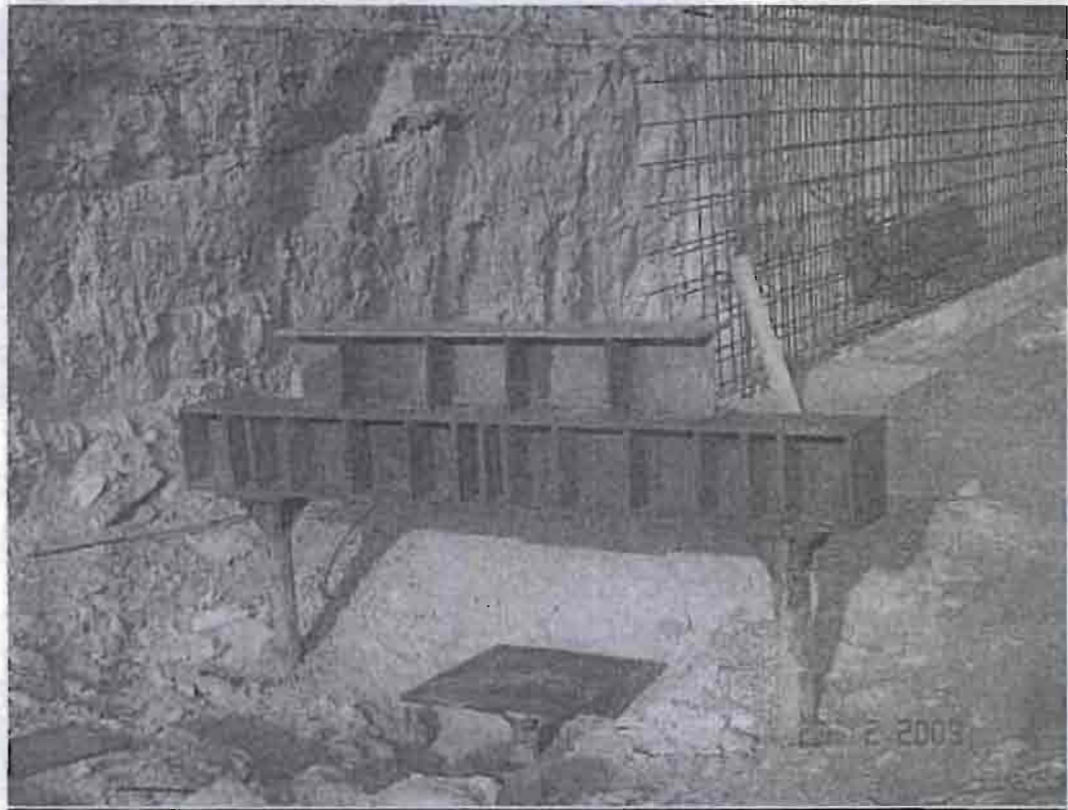
Passage piétons



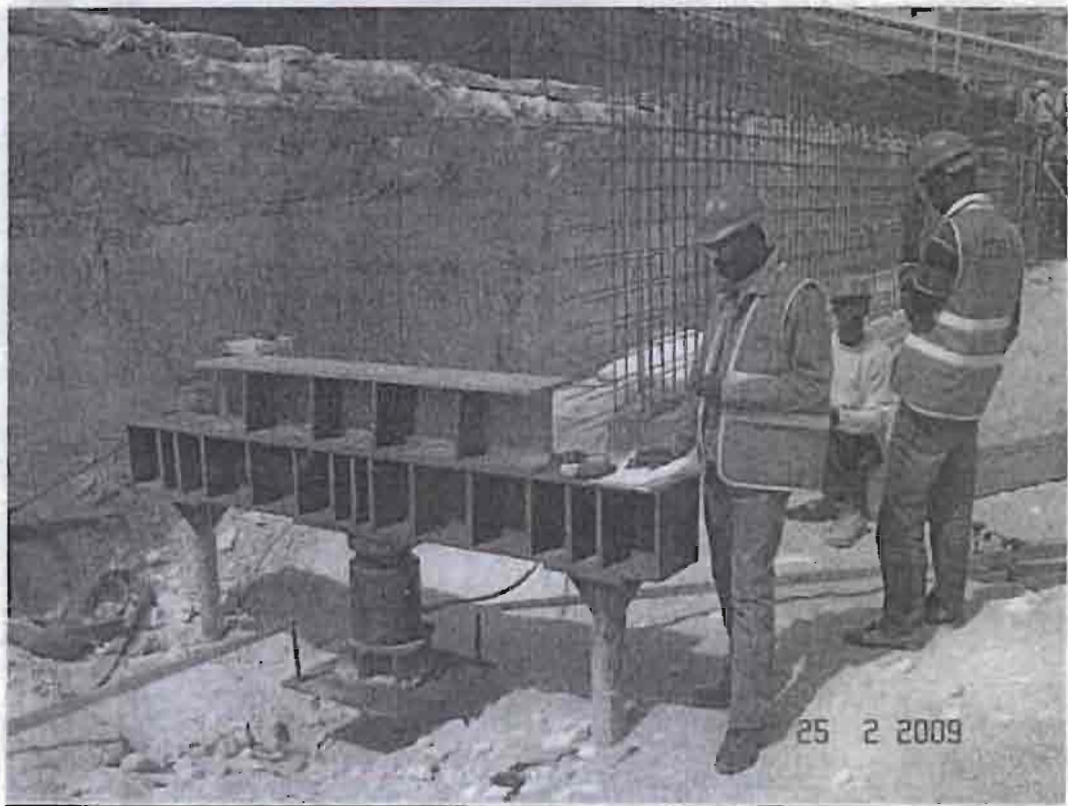
R.D.J



# ETAGE

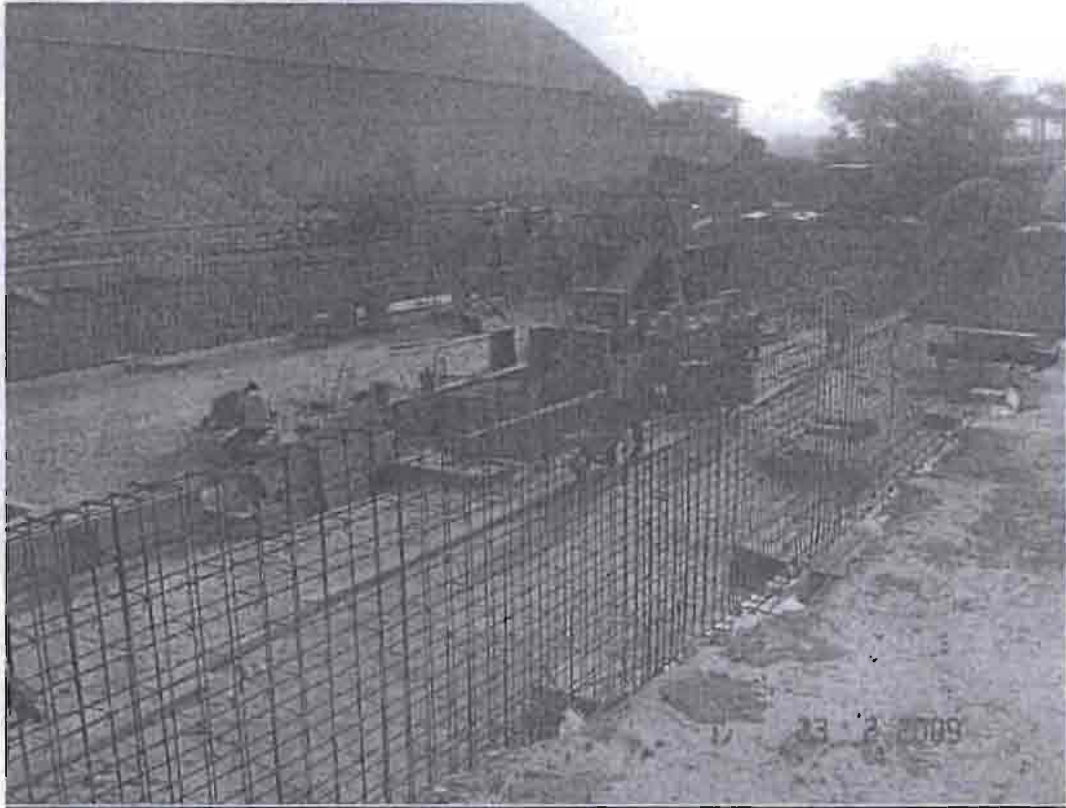


Mise en place de support pour essai de chargement

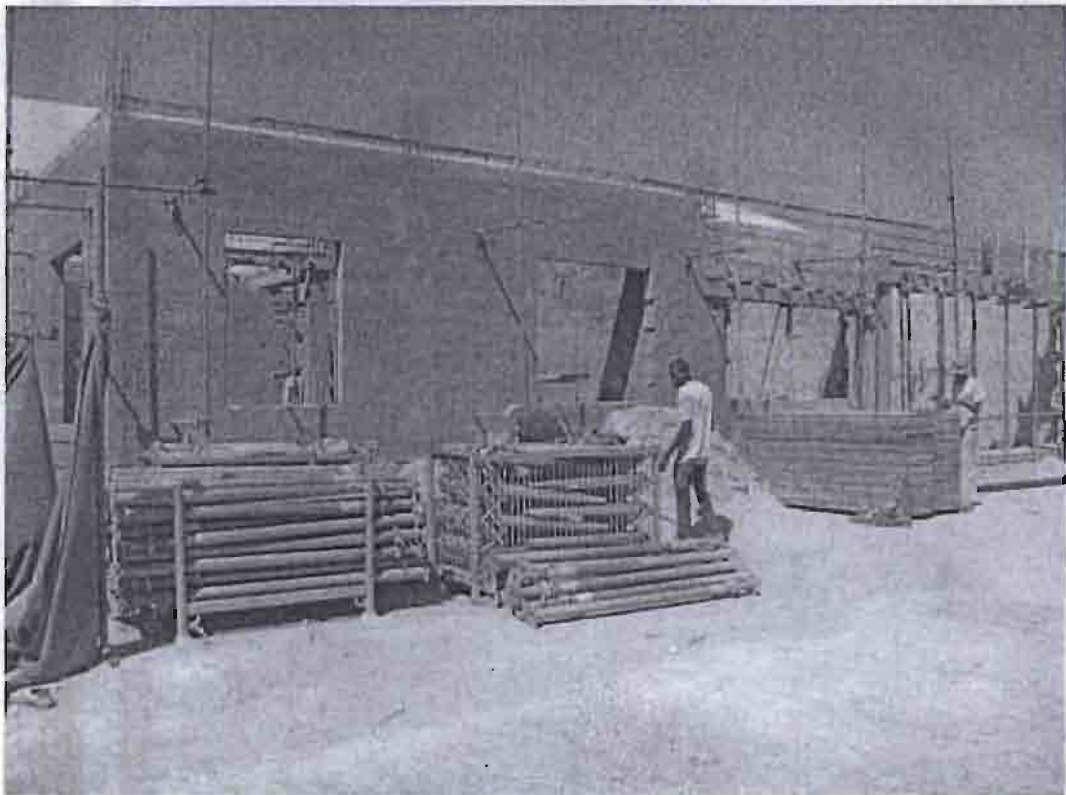


Essai de chargement sur micro pieu

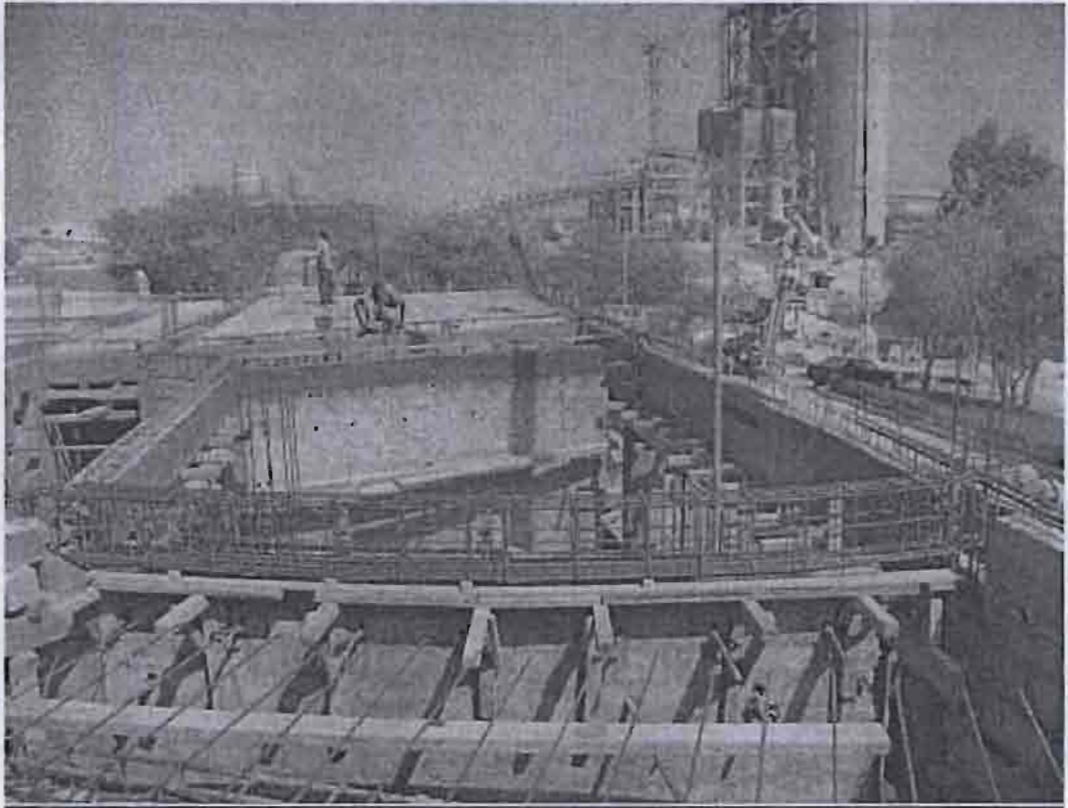




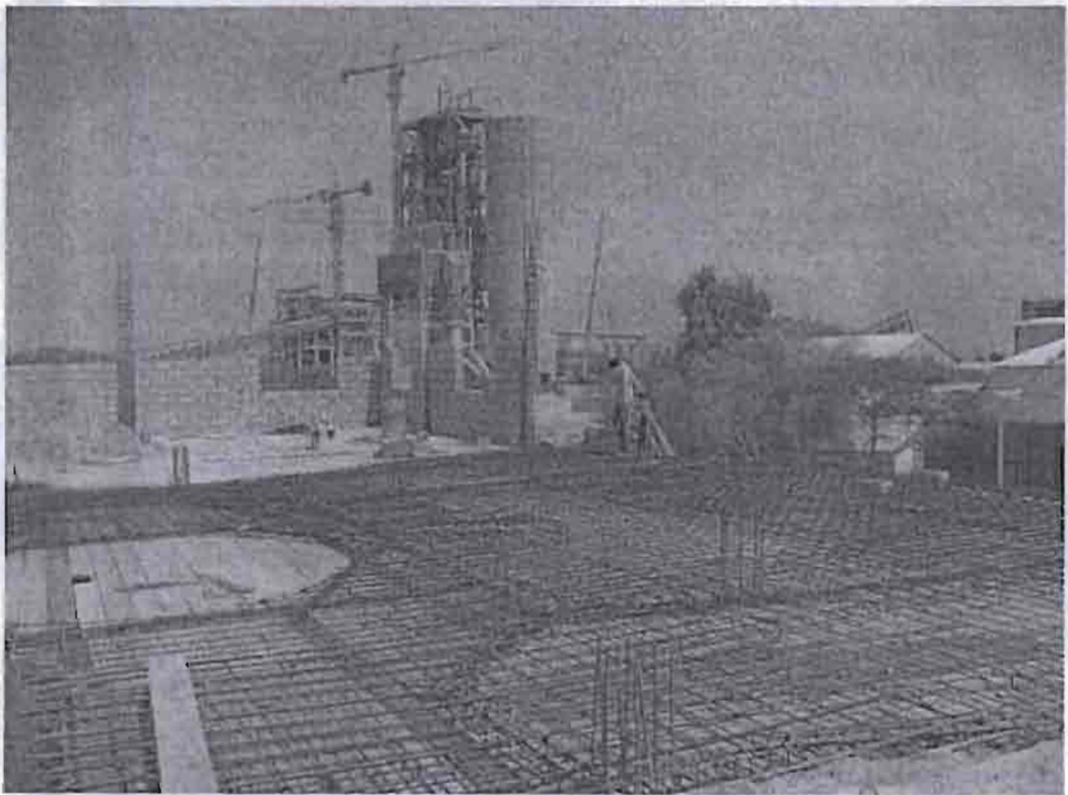
*Coulage de massifs et Ferrillage des voiles*



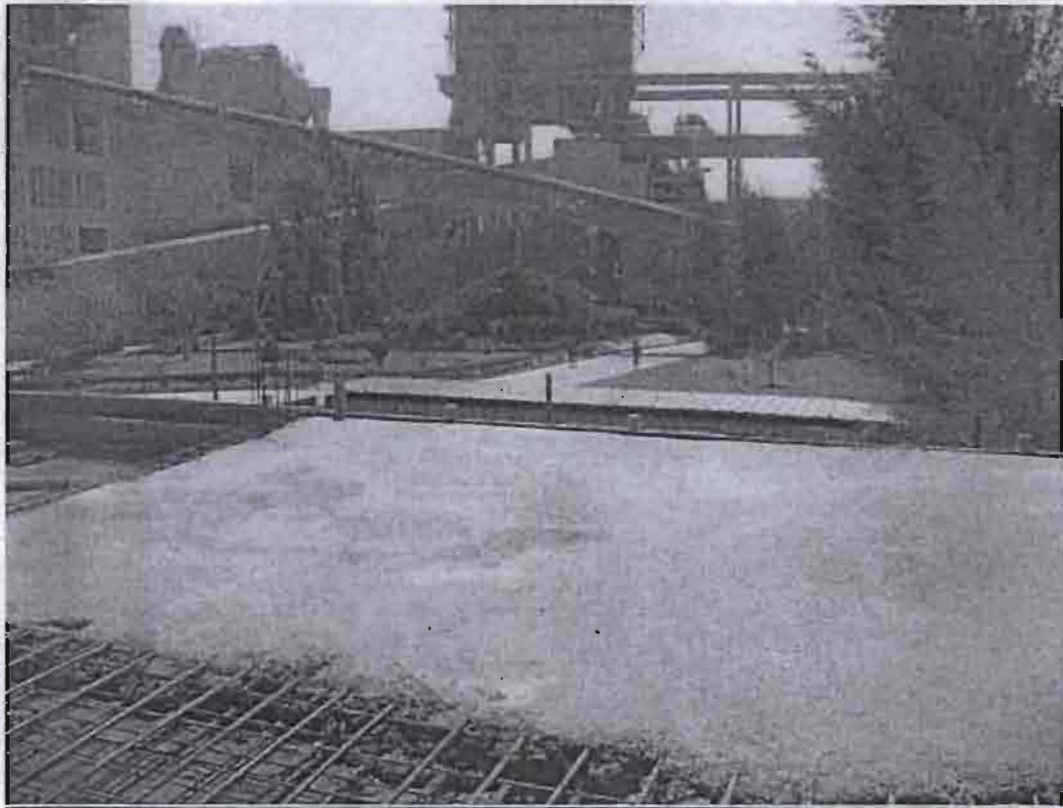
*Maçonnerie et Poutres RDC*



**Ferrailage et Coffrage Poutre Courbe RDC**



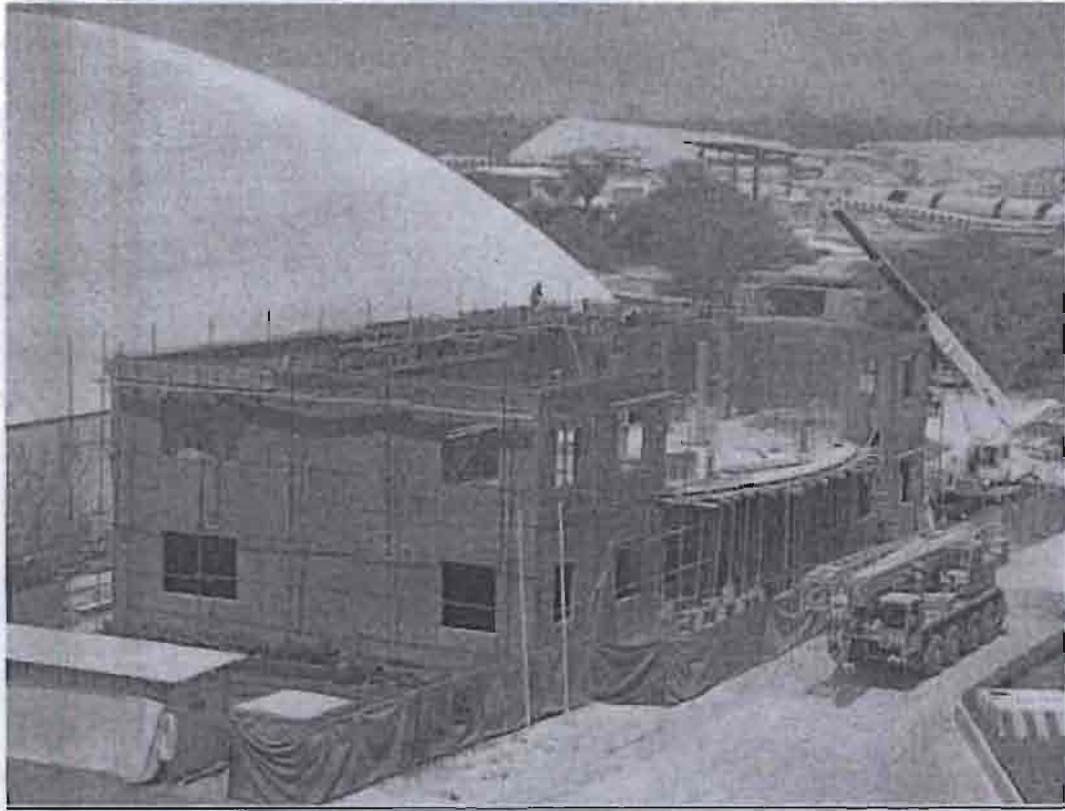
**Ferrailage et Coffrage Plancher Haut RDC**



Coulage Plancher Haut RDC

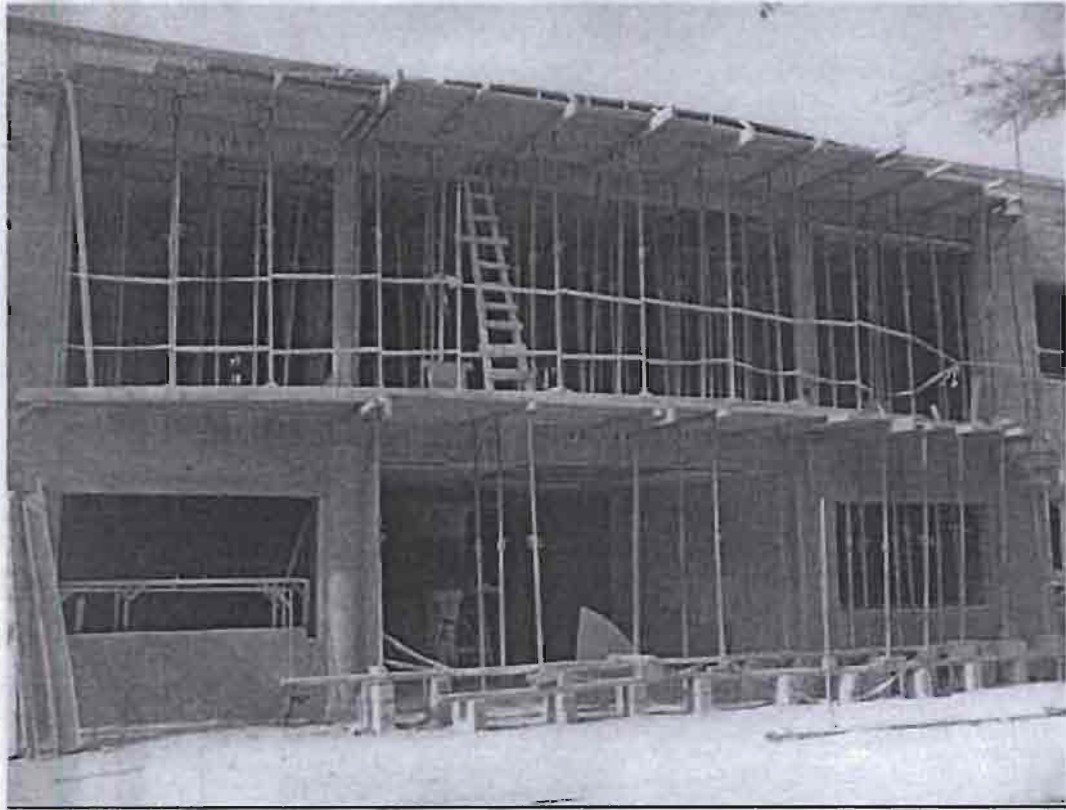


Maçonnerie Etage

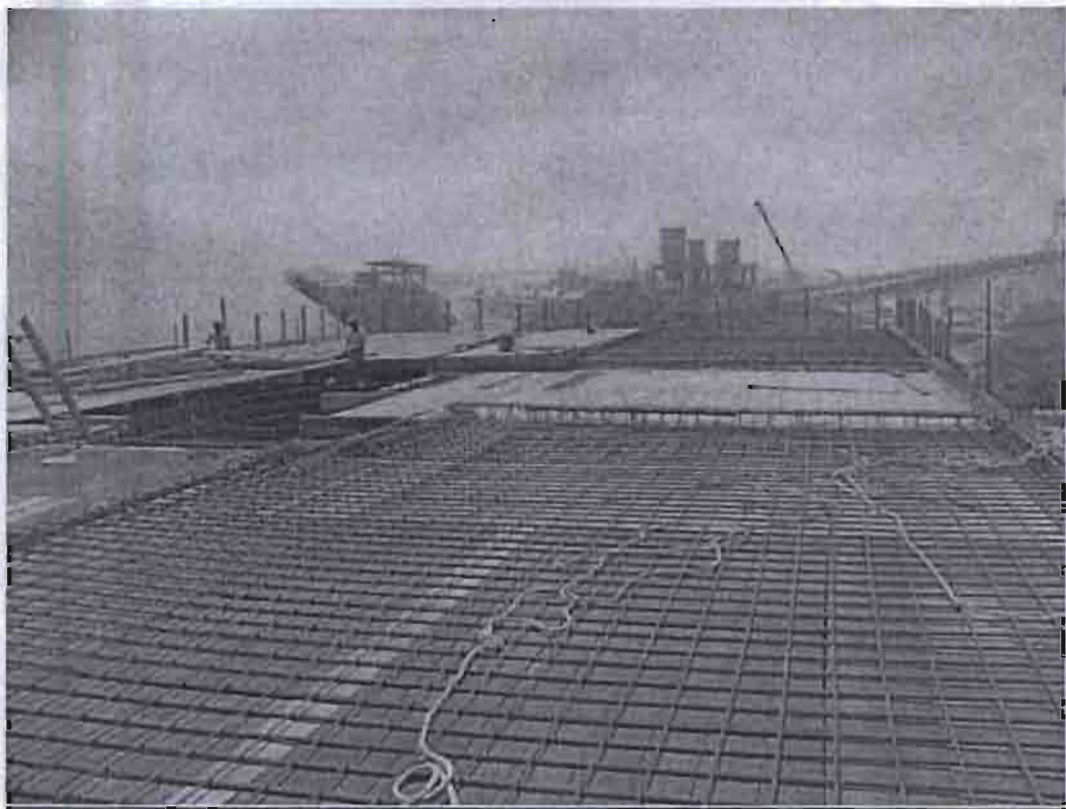


**Maçonnerie et Poutres Etage**





**Etayage Plancher Haut Etage**





*Coffrage et Ferrailage Plancher Haut Etage*



*Coulage Plancher Haut Etage*



*Après Coulage Plancher Haut Etage*



Fin Gros œuvre