

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC 0339



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil
(Centre de Thiès)

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

Thème :

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT EN BETON ARME D'UN
IMMEUBLE, DE HAUT DE GAMME, À VOCATION D'HABITATION,
SIS A DAKAR

Année académique : 2005 / 2006

Auteur : Abdoul Aziz KANE

Directeur interne : M. Falla PAYE, ESP

Directeur externe : M. Mouhamadou LOUM, Ing. Génie Civil

Dédicaces

Après avoir rendu grâce au Créateur des cieux et de la terre, et prié sur la meilleure des créatures, je dédie ce modeste travail :

- *A mes parents pour toutes les formes de soutiens et de sacrifices qu'ils n'ont cessé de déployer à mon endroit durant toute ma formation,*
- *A mes frères et sœurs,*
- *A celle avec qui je compte bâtir ma famille,*
- *A mes amis,*
- *A tous ceux qui me sont chers.*

Remerciements

Je profite de ces quelques lignes pour exprimer toute ma reconnaissance :

A Monsieur Falla PAYE, professeur de béton armé à l'Ecole Supérieure Polytechnique pour avoir accepté d'assurer l'encadrement interne,

A Monsieur Mouhamadou LOUM, Directeur Général Bureau d'Etudes GAUDILLAT, pour nous avoir proposé ce sujet et mis tout son équipement et expérience à notre portée,

A Monsieur Ahimadou DIALLO, ingénieur génie civil et à tout le personnel du bureau GAUDILLAT,

A Monsieur Pape Gora SECK, Directeur Groupe d'Etudes et de Réalisations Techniques (GERT),

A l'ensemble des enseignants et du personnel de l'É.S.P pour le savoir qu'ils m'ont transmis et leur disponibilité sans faille,

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

Avant-propos

Les enseignements dispensés à l'école étant des connaissances plus théoriques que pratiques, un des objectifs des projets de fin d'études est de permettre aux étudiants de découvrir la face pratique du milieu professionnel. Le présent projet intitulé « Conception et dimensionnement en béton armé d'un immeuble, de haut de gamme, à usage d'habitation, sis à Dakar » entre dans ce cadre.

Il s'agit de :

- faire la descente de charge après avoir défini un système porteur et une répartition efficace des charges,
- calculer les éléments en béton armé en vue de déterminer la géométrie et la section d'armature,
- et enfin dresser les plans de coffrage à partir des plans architecturaux.

Tables des matières

Dédicaces.....	I
Remerciements.....	II
Avant-propos.....	III
Tables des matières.....	IV
Liste des plans.....	VII
Liste des annexes.....	VIII
Liste des symboles.....	IX
Listes des tableaux.....	XI
Listes des figures.....	XII
INTRODUCTION.....	1
PRESENTATION DE L'IMMEUBLE.....	2
I. CALCUL DEMARCHE GENERALE D'UN PROJET.....	2
II. CONSIDERATIONS GENERALES.....	3
III. CONCEPTION DE L'OSSATURE DU BATIMENT.....	4
1. Les bases de la conception.....	4
2. La distribution des charges.....	4
3. La conception de l'ouvrage.....	5
IV. CALCUL LA DESCENTE DE CHARGES.....	5
Les hypothèses de calcul simplificatrices.....	7
V. CALCUL DES POTEAUX EN COMPRESSION CENTRÉE	
(BAEL 91 modifiés 99).....	8
1. Calcul du ferrailage.....	8
1.1. Notion de longueur de flambement.....	9
1.2. Notion d'élançement.....	10
1.3. Calcul des armatures.....	10
2. Dispositions constructives.....	11
3. Application au poteau K1 P11 RDC.....	12
VI. CALCUL CALCUL DES POUTRES.....	13
1. Poutres en flexion simple.....	13
1.1 Evaluation des efforts.....	13
1.1.1. Efforts dans les poutres isostatiques.....	13
1.1.2. Efforts dans les poutres continues.....	13
1.1.3. La méthode de Caquot.....	14

<i>Principe de la méthode</i>	14
<i>a) Calcul des moments sur appui</i>	14
<i>b) Calcul des moments en travées</i>	15
1.2. Calcul des armatures longitudinales	17
Méthodes de calcul	
a. <i>Calcul à l'ELU</i>	17
b. <i>Calcul à l'état limite de service ELS</i>	18
2. Application d'une étude de poutres continues par la méthode de Caquot	20
2.1. Calculs des sollicitations.....	20
2.2. Armatures longitudinales	24
<i>a) Calcul à l'ELU</i>	24
<i>b) Calcul à l'ELS</i>	25
<i>c) Vérification à l'ELS</i>	26
2.3. Armatures transversales.....	27
VII. CALCUL DES PANNEAUX	30
1. Panneaux en dalles BA.....	30
1.1. Principe de calcul	30
1.2. Ferrailage des dalles	32
2. Application : Dalle DI – Étage courant	33
VIII. LES ESCALIERS	34
1. Définitions et généralités.....	34
2. Dimensionnement.....	34
IX. CALCUL DES VOILES	38
1. Calcul des voiles des cages d'ascenseurs.....	38
1.1. Justification de la résistance	38
1.2. Justifications des efforts et des sections d'armatures	38
1.3. Les armatures minimales	39
1.4. Ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur monte voiture	40
a) <i>Évaluations des contraintes dans le mur</i>	40
b) <i>Calcul des armatures</i>	41
▪ <i>Armatures verticales A_v</i>	41
▪ <i>Armatures horizontales A_h</i>	42
2. Calcul des voiles enterrés du sous sol	42
2.1. Calcul en poutres voiles renversées.....	43
a) <i>Données du problème</i>	43
b) <i>Vérification de l'épaisseur</i>	44
c) <i>Évaluation des sollicitations</i>	44
d) <i>Calculs des armatures</i>	44
X. LES FONDATIONS	47
1. Définitions et généralités.....	47
2. Le rapport de sol :48	
2.1. Résumé des essais de laboratoire	48
MARNES NOIRES :	
a) <i>Essais d'identification</i>	48
b) <i>Essai de cisaillement</i>	49

c) Essai de compression gonflement.....	49
3. Etude des systèmes de fondation.....	49
3.1. Cas du radier	49
<i>Calcul de la capacité portante de la marnes noire.....</i>	49
<i>Evaluation de la contrainte appliquée sur la surface de la fondation σ_p.....</i>	50
3.2. Cas des fondations profondes.....	50
a) Définition et généralités.....	50
b) Détermination des paramètres des pieux.....	51
b.1. Définitions des paramètres.....	51
b.2. Calcul des paramètres : Capacité portante et le facteur de pointe.....	52
c) Calcul des tassements.....	53
d) Pieux proposés.....	54
d.1. Section et longueur d'ancrage.....	54
✓ Echantillon A.....	55
✓ Echantillon B.....	55
✓ Echantillon C.....	55
✓ Echantillon D.....	56
d.2. Les armatures.....	57
d.3. Le recèpage.....	58
❖ Les massifs de pieux.....	58
❖ Dimensions et ferrailage des massifs de pieux.....	58
4. Dispositions relatives aux gonflements du sol de fondation.....	60
5. Stabilité interne des pieux.....	62
XI. ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT.....	63
1. Généralités.....	63
2. La paroi moulée.....	63
3. Dimensionnement du mur.....	64
a) Combinaison d'actions.....	64
b) Calcul des actions.....	65
c) Etat limite de stabilité du mur.....	65
d) Vérification de la contrainte du sol.....	66
e) Vérification du non poinçonnement du sol.....	66
f) Détermination des ferrallages.....	66
g) Commentaire.....	69
4. Remarque importante.....	69
5. Conclusion et recommandations.....	69
XI.4. Démarche moderne d'étude des murs de soutènement.....	70
 <i>Conclusion.....</i>	 72

Liste des plans

- Plan 1:** Plan de coffrage fondation : PBSS
- Plan 2:** Plan de coffrage PHSS
- Plan 3:** Plan de coffrage PH RDC (et PH 1^{er})
- Plan 4:** Plan de coffrage PH 2^{ème} (et PH 3^{ème})
- Plan 5:** Plan de coffrage PH 4^{ème}
- Plan 6:** Plan de coffrage PH 5^{ème}
- Plan 7:** Plan de coffrage PH 6^{ème} (et PH 7^{ème})
- Plan 8:** Plan de coffrage Coupe Générale
- Plan 9:** Plan de ferrailage voile sous-sol
- Plan 10:** Plan de ferrailage du mur de soutènement

Liste des annexes

ANNEXE 1 : Résultats du calcul des réactions d'appuis des poutres en vues de déterminer les efforts de compression des poteaux

ANNEXE 1-1 : ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

ANNEXE 1-2 : ETAT LIMITE DE SERVICE (E.L.S)

ANNEXE 2 : Résultats de ferrailages des poteaux des différents niveaux

ANNEXE 2 -1 : Ferrailage Poteaux PHSS.....

ANNEXE 2 -2 : Ferrailage Poteaux PH RDC et PH 1^{er}

ANNEXE 2 -3 : Ferrailage Poteaux PH 2^{ème} et 3^{ème}

ANNEXE 2 -4 : Ferrailage Poteaux PH 4^{ème} et 5^{ème}

ANNEXE 2 -5 : Ferrailage Poteaux PH 6^{ème} et 7^{ème}

ANNEXE 2 -6 : Détails du ferrailage Poteau K1 PH RDC

ANNEXE 3 : Tableaux de ferrailage des poutres

ANNEXE 3 -1 : Ferrailage Poutres PBSS (radier)

ANNEXE 3 -2 : Ferrailage Poutres PHSS

ANNEXE 3 -3 : Ferrailage Poutres PH RDC et 1^{er}

ANNEXE 3 -4 : Ferrailage de la poutre continue P15 à P18

ANNEXE 4 : Calcul des panneaux

ANNEXE 4 -1 : Sollicitations des panneaux isostatiques PH RDC au PH 6^{ème}

ANNEXE 4 -2 : Ferrailage des panneaux isostatiques PH RDC au PH 6^{ème}

ANNEXE 5 : Calcul de la capacité portante des pieux de fondation

ANNEXE 6 : Les parois moulée.

Liste des symboles

As : Section d'aciers longitudinaux

At : Section d'aciers transversaux

A's : Section d'aciers comprimés

B : Section de béton

H : Hauteur d'une section de poutre

B : Largeur d'une section de poutre

Br : Section réduite de béton d'un poteau

d : Hauteur utile d'une section

d' : Distance entre les armatures comprimés et la partie supérieure de la poutre

E : Module de YOUNG du matériau

I : Inertie d'une section

F_{bu} : Contrainte limite du béton à l'ELU

F_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours

F_{cj} : Résistance à la traction du béton à j jours

F_e : Résistance caractéristiques des aciers

G : Charge permanente surfacique

g : Charge permanente linéaire

i : Rayon de giration d'une section

lf : Longueur de flambement d'un poteau

M : Moment fléchissant

M_u : moment fléchissant ultime

M_{ser} : moment fléchissant de service

M_{rb} : Moment résistant du béton

n : Coefficient d'équivalence de section homogénéisée

N_u : Effort normal ultime dans un poteau

N_{ser} : Effort normal de service dans un poteau

P_u : Charge surfacique à l'ELU

P_{ser} : Charge surfacique à l'ELS

p_u : Charge linéique à l'ELU

p_{ser} : Charge linéique à l'ELS

Q : Charge surfacique d'exploitation

S_t : Espacement des armatures transversales

V_u : Effort tranchant à l'ELU

V_{ser} : Effort tranchant à l'ELS

α : Rapport de y/d , avec y = distance de l'axe neutre à la fibre supérieure

ϵ_b : Déformation du béton

ϵ_s : Déformation de l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité du béton égale à 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier égale à 1.5

Φ : Diamètre des barres d'aciers

λ : Elancement d'un poteau ou d'un voile

μ_u : Rapport entre le moment ultime M_u et le produit $bd f_{bu}$

σ_b : Contrainte du beton

σ_s : Contrainte de l'acier

ν : Coefficient de poisson d'un matériau

τ : Contrainte de cisaillement

Listes des tableaux

Tableau 1 : valeurs des charges pour les éléments courants.....	6
Tableau 2 : Étapes de calcul d'un poteau en compression simple.....	12
Tableau 3 : Étapes de calcul d'une poutre à l'ELU.....	24
Tableau 4 : Étapes de calcul d'une poutre à l'ELS.....	25
Tableau 5 : Étapes de calcul pour la justification d'efforts tranchants.....	28
Tableau 6 : Étapes de calcul d'une dalle rectangulaire	33
Tableau 7 : Tassement final des échantillons	54
Tableau 8 : Massifs et Valeurs de capacité portante des pieux.....	57
Tableau 9 : Section minimale d'armatures d'un pieu.....	57
Tableau 10 : Ferrailage des massifs de pieux.....	59
Tableau 11 : Implantation des massifs en tête de pieu	61
Tableau 12 : Stabilité interne des pieux.....	62

Listes des figures

- Fig 1** : Longueur de flambement suivant les conditions aux extrémités
- Fig 2** : Définition des différentes droites de déformation possibles en flexion simple à l'ELU et des pivots
- Fig 3** : Schématisation des sollicitations dans une section soumise à la flexion simple
- Fig 4** : Schéma des cas de chargement : déterminations des sollicitations maximales
- Fig 5** : Tracé des courbes enveloppes
- Fig 6** : Evaluation des moments de calcul
- Fig 7** : Escalier
- Fig 7.a : Coupe type de l'Escalier
- Fig 7.b : Vue en plan
- Fig 8** : Mécanismes des frottements latéraux positifs et négatifs
- Fig 9** : Poussée et Butée
- Fig 10** : Positionnement des forces exercées sur le mur
- Fig 11** : Sections de calculs des armatures

INTRODUCTION

La conception et la réalisation d'un projet de génie civil sont le fruit du travail d'une équipe pluridisciplinaire à plusieurs composants parmi lesquels un démembré chargé de l'étude technique. L'ingénieur d'étude ou de conception est chargé de définir, d'analyser et de dimensionner le système porteur de l'ouvrage pour que sa fonction et sa résistance mécanique soient garanties pendant toute la durée de vie de la structure. La tenue en compte de l'enveloppe financière est importante (optimisation).

Le but de la présente étude est de proposer une ossature en béton armé d'un immeuble à sept niveaux avec sous sol, de haut de gamme, à vocation d'habitation, en déterminant pour tous les éléments une géométrie et une section d'armatures nécessaire afin qu'au finish la superstructure transmette sans contraintes majeures les charges qui lui sont appliquées à l'infrastructure.

Pour mener à bien ce travail, les lois de Résistance des Matériaux (RdM), les règles de calcul du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91, modifiées 99) et les Eurocodes sont empruntés pour cette étude.

Sur la base des plans architecturaux qui nous sont fournis, nous matérialiserons l'ossature du bâtiment par des prédimensionnements en essayant de se coller au maximum à l'aménagement de l'architecte. Après une répartition des charges, nous finirons par la détermination définitive des géométries et des sections d'aciers.

PRÉSENTATION DE L'IMMEUBLE :

L'immeuble soumis à notre étude est composé de trois bâtiments A, B et C à sept (07) niveaux chacun en connexion avec une paroi moulée d'environ 20m hauteur sur 60m de long. La partie supérieure de la paroi correspond à la rez-de-rue.

Un sous sol est aménagé pour servir de parc de voitures accessible par deux montes-voitures qui prennent départ à la rez-de-rue. Des ascenseurs et escaliers assurent la circulation verticale.

Les blocs A, B et C sont identiques à tous les niveaux.

Les changements sont uniquement notés aux aménagements se rattachant à la paroi moulée. Cependant, on a une similitude du RDC appelé rez-de-jardin au 4^{ème} étage.

La visite du site devant abriter la structure révèle une emprise située en bordure de mer (à moins de 50m environ), un volume important de terre que doit retenir la paroi moulée et des fissurations notables des habitations environnantes.

I. DEMARCHE GENERALE D'UN PROJET :

Un projet consiste, à partir d'un besoin à satisfaire, à concevoir et réaliser un système entièrement nouveau, ou à faire évoluer un système existant. Les approches sont variées ou multiples.

A partir du cahier des charges de l'ouvrage établis par le maître d'ouvrage, l'architecte met au point un dossier décrivant l'ouvrage à construire. Le dossier comprend des documents conformes aux règles en vigueur, généralement regroupés dans un DCE (Dossier de Consultation des Entreprises) qui comprend des pièces écrites et des documents graphiques.

Après cette première étape, le dossier est transmis aux bureaux d'études qui auront la charge de produire les plans d'exécutions de l'ouvrage (bureau d'études techniques ou BET), de concevoir les méthodes de construction (bureau des méthodes) ou bien encore de mettre au point les documents concernant l'exécution des équipements techniques.

La démarche courante des BET peut se résumer en quatre points :

- recherche du système porteur et délimitation des points d'appuis ;
- prédimensionnement des éléments porteurs ;
- dimensionnement des fondations ;
- et enfin dimensionnement et vérification de tous les éléments de la structure.



PERCEPCTIVE SUR AVENUE

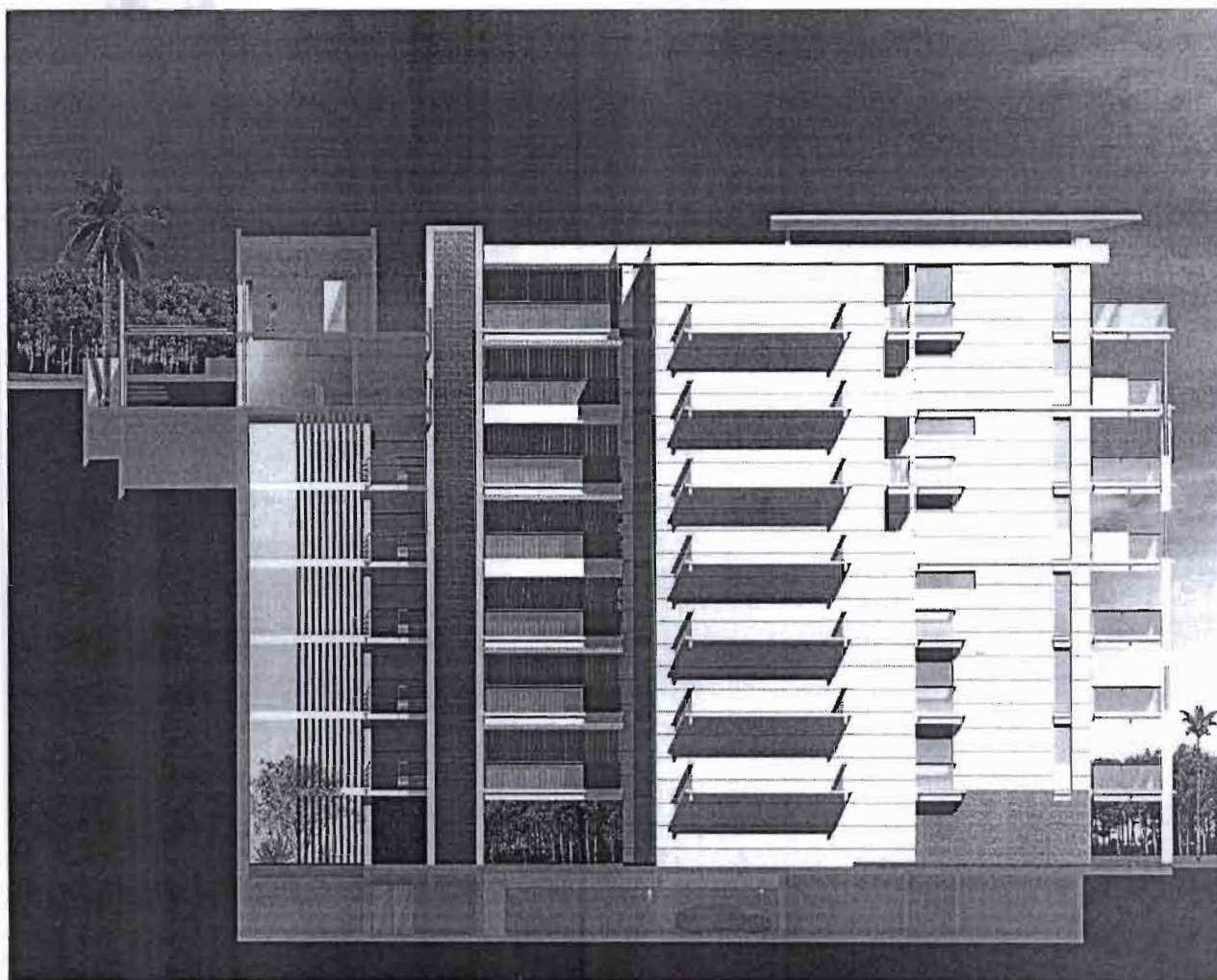


PERSPECTIVE MARITIME



FAÇADE MARITIME

*Projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme
d'ingénieur de conception Génie Civil*



COUPE FACADE INTERIEUR

II. CONSIDERATIONS GÉNÉRALES :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle d'un quelconque de ses éléments,
- d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort de ses usagers.

Or un certains nombre de facteurs sont susceptibles, par leur intervention isolée ou combinée, d'influencer la sécurité d'une structure et éventuellement de la compromettre. Parmi ces facteurs on peut citer :

- la définition des actions appliquées à l'ouvrage,
- les propriétés des matériaux constitutifs,
- la détermination des sollicitations (M, N, V, T),
- les méthodes de calculs des sections,
- les règles de détails (disposition des armatures, enrobages, recouvrements, ect.) ;
- la qualité d'exécution qui dépend elle-même :
 - des règles de contrôle ;
 - de la qualification du personnel.

Étant donné les incertitudes qui entachent ces différents facteurs, il est nécessaire de prendre des marges de sécurité, sous la forme de « coefficients de pondération » à introduire dans les calculs.

- 1) Selon la mode d'introduire le coefficient relatif à la sécurité on distingue :
 - a) Les méthodes de calcul aux « contraintes admissibles » (coefficients de sécurité appliqués uniquement aux résistances des matériaux) ;
 - b) Les méthodes de calcul à la rupture (coefficients de sécurité appliqués uniquement aux « actions » qui, le plus souvent sont des charges) ;
 - c) Les méthodes de calcul avec coefficients de sécurité partiels (appliqués d'une part aux résistances, d'autre part aux actions et éventuellement aux sollicitations).

- 2) Selon la conception même de la sécurité, suivant la manière dont on considère les paramètres de bases, on distingue :
- Les méthodes déterministes (paramètres de base considérés comme non aléatoires)
 - Les méthodes probabilistes (paramètres de base considérés comme aléatoires)

III. CONCEPTION DE L'OSSATURE DU BATIMENT :

III.1. Les bases de la conception :

C'est une des étapes préliminaires indispensables avant le dimensionnement de l'ouvrage. La conception consiste à faire le design qui a pour but de déterminer les éléments structuraux. Plus précisément, il s'agit de placer nos poutres et poteaux qui transmettent les charges des planchers jusqu'au fondations. C'est un procédé très complexe par lequel le concepteur doit choisir la forme, les dimensions et l'armature parmi un éventail de possibilités tout en respectant certains paramètres.

Les paramètres à tenir en compte lors de cette opération sont:

- le respect des plans architecturaux,
- le respect des normes,
- la faisabilité technique,
- le coût de mise en œuvre.

Une consultation de l'architecte peut s'avérer nécessaire en cas de modification de ses plans qui peut découler de la non faisabilité de certains éléments difficiles à réaliser du point de vue technique.

Les résultats définitifs d'une étude de conception prennent la forme de plans et de devis dûment scellés et approuvés par l'ingénieur d'études ou le concepteur.

III.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. Ces dernières se chargeront de transmettre les efforts en passant par les colonnes ou murs jusqu'aux fondations.

III.3. La conception le l'ouvrage :

Sur la base des points énumérés ci-dessus, il a été proposé la répartition pour l'étage courant.

Bien que le bâtiment soit exclusivement à usage d'habitation, certaines réglementations fixant les portées et autres indications n'ont pas pu être prises en compte du fait des exigences architecturales : les portées de certaines poutres dépassent les cinq mètres (5 m).

Nota :

- Le plan de coffrage obtenu a été le même pour les trois bâtiments. Ceci est très important dans le sens qu'il ramène l'étude des trois en un seul.
- les variations de charges dues aux changements des sections de poutres après leurs études proprement dites seront considérées comme négligeables. En d'autres termes, les charges des poteaux évaluées avec le pré-dimensionnement des poutres seront conservées
- pour mieux se situer, nous avons arrêté comme notation sur les plans de coffrage :
 - Bâtiment C, B et A : P : poutre et K : poteau
 - parties rattachées à la paroi moulée : A : poutre et C : poteau
 - Sous sol : L : longrine ; M : massif en tête de pieu ; P : pieu
 - V : voile ; D : dalle

IV. LA DESCENTE DE CHARGES :

C'est l'opération dont la conclusion permet d'évaluer les efforts qui arrivent au niveau des fondations.

Très souvent, les charges sur les planchers sont uniformément distribuées. Dans le cas où ces planchers sont 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**.

On admet que les zones sont délimitées en respectant les lignes de rupture (fissures) les plus probables qu'induirait un essai de dalle à la rupture : pour les dalles rectangulaires, l'inclinaison à 45° conduit à des découpages en triangles et trapèzes isocèles.

CHARGES PERMANENTES		CHARGES D'EXPLOITATION	
ELEMENTS	Poids (T/m ²)	ELEMENTS	Poids (T/m ²)
Dalle BA de 25cm	0,625	appartement	0,15
Dalle BA de 20cm	0,5	bureau	0,25
Dalle BA de 18cm	0,45	escalier	0,25
Dalle BA de 16cm	0,4	balcon	0,35
plancher 25+5	0,4	terrasse accessible au public	0,5
plancher 25+4	0,33	terrasse accessible. privée	0,15
plancher 16+4	0,285	terrasse non accessible	0,1
plancher 12+4	0,26	parking	0,25
Enduit sous-plancher 2,5cm	0,03	halles diverses où le public se déplace	0,4
cloison 20+enduite	0,36	Salles tribunes et gradins des lieux de spectacles et sport	0,6
cloison 15+enduite	0,29	Commerce	0,5
cloison 10+enduite	0,23		
Étanchéité + protection	0,1		
Carrelage 9mm GC			
+enduit de pose	0,1		
cloison de distribution	0,1		
faux plafond	0,03		

Tableau 1 : valeurs des charges pour les éléments courants

Pour ce projet, on a comme charges :

Plancher courant sans les poids propres

Charges permanentes (G)

ELEMENTS	Poids (T/m ²)
Enduit sous-plafond 2,5cm	0,03
cloison 15+ enduite	0,29
Carrelage GC	
+enduit de pose	0,1
faux plafond	0,03
Total:	0,45

Charges d'exploitation (Q)

ELEMENTS	Poids (T/m ²)
Habitation	0,15
Total:	0,15

Ce qui nous donne comme charge surfacique à E.U.U : $pu = 0,8325T/m^2$

à E.L.S : $ps = 0,6T/m^2$

Terrasse inaccessible :			
Charges permanentes (g)		Charges d'exploitation (q)	
ELEMENTS	Poids (T/m ²)	ELEMENTS	Poids (T/m ²)
Enduit sous-plafond 2,5cm	0,03	Habitation	0,1
cloison 15+ enduite	0,29		
Étanchéité multicouche	0,1		
forme de pente pour EP	0,01		
faux plafond	0,03		
Couche de gravillons	0,03		
Total:	0,49	Total:	0,1

Combinaison de charge à l'ELU : $p_u = 0.8115T/m^2$
à l'ELS : $p_s = 0.59T/m^2$

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

Les résultats des descentes de charges à PELU et PELS font l'objet des ANNEXES 1.

Les hypothèses de calcul simplificatrices :

1. Uniformisation des calculs pour deux planchers consécutifs

Cependant les efforts considérés seront ceux du plancher inférieur. De ce fait, les calculs seront les même pour :

- PH Rez-de-jardin et PH 1^{er}
- PH 2^{ème} et PH 3^{ème}
- PH 4^{ème} et PH 5^{ème}
- PH 6^{ème} et 7^{ème} (terrasse)

2. les variations des sections des poutres après leur dimensionnement effectif seront considérées comme négligeables.

3. les poids propres étant constants, on se propose de considérer les charges du plancher courant pour la terrasse.

V. CALCUL DES POTEAUX EN COMPRESSION CENTRÉE (BAEL 91 modifiés 99) :

La compression centrée se rencontre rarement en pratique un poteau réel est toujours soumis à la flexion composée (effort normale N et moment $M = M_e$, et éventuellement déviée pour cause de dissymétrie de chargement, des imperfections d'exécution (telles que la non exactitude de l'axe, défaut de verticalité), de la solidarité du poteau avec les poutres qu'il supporte.

Ne voulant pas imposer dans tous les cas un calcul en flexion composée, les règles BAEL (art.B-8.2,10) admettent que soit conventionnellement considéré comme soumis à une compression centrée tout poteau qui, en plus de l'effort normal de compression N , n'est sollicité que par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de la stabilité de la résistance des éléments qui lui sont liés et qui n'engendrent par ailleurs que de petites excentricités, estimées de l'ordre de grandeur de la moitié de la dimension du noyau central soit $e \leq (a/12$ ou $b/12)$ ou $e \leq \max (1cm ; l_0/500)$ pour un poteau à section rectangulaire.

Par ailleurs, les moments réels sur poteau sont difficilement évaluables

Le plus souvent dans le domaine du bâtiment, les conditions de mise en œuvre et en particulier, la qualité des coffrages sont contrôlées.

Un poteau en BA soumis à la compression centrée, le centre de gravité des armatures est confondu avec celui du béton seul.

Vue la règle BAEL qui vient d'être énumérée, le type d'ouvrage soumis à notre étude, et la qualité de mise en œuvre et d'exécution qu'exigent les bureaux d'étude, les poteaux seront alors calculés en compression centrée.

I. Calcul du ferrailage :

Les calculs s'effectuent à l'ELU.

Bien que le béton ait une bonne résistance à la compression, jusqu'à négliger sa résistance à la traction, la brutalité des phénomènes de rupture des poteaux non munis d'armatures longitudinales et transversales, conduit à prévoir dans les éléments comprimés :

- des armatures longitudinales pour palier la fragilité du béton non armé et pour résister aux efforts inévitables de flexion.

- des armatures transversales relativement rapprochées pour empêcher ou retarder le flambement des armatures longitudinales.

Ces armatures résistent également aux moments de flexions difficiles à évaluer.

La méthode de calcul des poteaux en compression centrée est forfaitaire. Cette méthode s'applique aux poteaux d'un bâtiment courant supportant des poutres et des planchers avec comme hypothèse les appuis des poutres sont simplifiés et ne transmettent pas de moment aux poteaux. Dans le cas contraire, existence de moment de flexion, ils devront être impérativement calculés en flexion composée.

1.1. Notion de longueur de flambement :

- poteaux libres et encastrés au pied : $l_f = 2l_0$
- poteaux bi articulés ou bi encastrés avec déplacement possible des nœuds : $l_0 = l_f$
- poteaux encastrés à une extrémité et articulés sur l'autre : $l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}}$
- poteaux bi encastrés sans possibilités de déplacement des nœuds $l_f = \frac{l_0}{2}$
- $l_f = l_0$ pour les poteaux encastrés soit à un massif de fondation ou à des poutres d'au moins de même raideur.
- dans tous les autres cas $l_f = l_0$

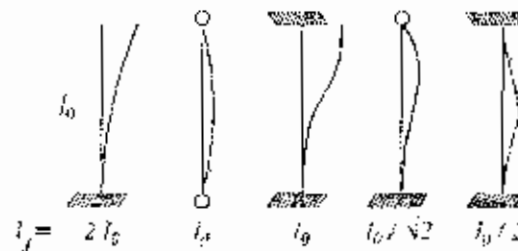


Fig 1 : Longueur de flambement suivant les conditions aux extrémités

La longueur libre l_0 d'un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

1.2. Notion d'élanement :

$\lambda = \frac{H}{i}$ avec i rayon de giration dépendant de la géométrie de la section

- $i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$ pour poteaux rectangulaires avec a le plus petit côté
- $i = \frac{\phi}{4}$ poteaux circulaires avec ϕ le diamètre

1.3. Calcul des armatures :

Nous rappelons que pour les poteaux, le calcul s'effectue à l'état limite ultime.

En compression centrée, le diagramme des déformations passe par le pivot C.

$$\varepsilon_{bc} = \varepsilon_s = 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_s} \quad \sigma_s = \sigma_s 2\text{‰}/\mu\mu$$

Le plus fréquemment, plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours, on majore

la résistance du béton : $\sigma_{bc} = \frac{f_{bc}}{0.9}$ et le coefficient de raideur est pris égal à $K=1$.

Soit N_u l'effort normal ultime, connu. L'équilibre est donné par la relation suivante :

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_s}{\gamma_s} \right) \quad (1) \text{ expression dans laquelle}$$

B_r désigne la section réduite de 1cm décalée vers l'intérieur

$B_r = (a-0.02)(b-0.02)$ pour les sections rectangulaires

$$B_r = \frac{\pi(D-0.02)^2}{4} \text{ sections circulaires}$$

α étant le coefficient d'élanement, fonction de λ ,

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

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

Et si $\lambda > 70$, le poteau est à redimensionner car la méthode forfaitaire exposée ici ne peut être appliquée.

Tous les paramètres de calcul étant évalués, on tire de (1) notre section d'armatures

$$A_{sc} = \frac{\gamma_s}{f_c} \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_c f_{ctk}}{0.9\gamma_b} \right)$$

Des corrections sont à apporter à cette formule de A_{sc} .

- $A_{sc} \geq 4\text{cm}^2$ x le périmètre de la section de béton en mètre.
- $A_{sc} \geq 0.2\%$ de la section de béton (si tel n'est pas le cas on prend $A_{sc} = 0.2\%B$)
- $A_{sc} \leq 5\%$ de la section de béton (on redimensionne dans le cas contraire)

2. Dispositions constructives :

- Armatures longitudinales

La fissuration étant préjudiciable, on relie un enrobage de 4cm. L'espacement entre les armatures longitudinales e doit vérifier l'inégalité $e \leq \min(10; a + 10\text{cm})$

- Armatures transversales

Elles sont évaluées forfaitairement.

$\phi_t \geq \frac{\phi_{t_{\min}}}{3}$ et l'espacement entre les cadres $s_t = \min(15 \phi_{t_{\min}}; 40\text{cm}; a + 10\text{cm})$

En cas de recouvrement, il conviendra de prévoir toujours 3 cadres sur la longueur de recouvrement régulièrement espacés.

NB : Lors de la descente de charge, les charges N_u devront être majorées de 15% pour les poteaux centraux dans le cas de poutre à deux travées et de 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive.

Bien que le plus grand coté du poteau n'ayant 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 tableur sont énumérés dans l'application suivante.

Pour les résultats de ferrailages des poteaux des différents niveaux : voir ANNEXE 2

3. Application au poteau K1 P11 RDC :

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE B.A.E. L91 révisé 99		
Données		
Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b = 2,00 m
	Petit coté du poteau	a = 0,20 m
Contrainte de l'acier utilisé		F _o = 500 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		F _{cj} = 25 MPa
Hauteur d'étage		L _o = 3,1 m
Poteau de rive : (1) oui : (2) non		Type : 2
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q		N _u = 0,5773 MN
N _u /2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1,2 =>>	On remplace F _{c28} par f _{cj}	Coefficient réducteur K = 1
N _u /2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1,1		
N _u /2 appliq. apr 90 j ==>> K= 1		
Résultats		
Périmètre de la section	(2 x a) + (2 x b)	u = 4,40 m
Moment quadratique de la section	(b x a ³) / 12	I _{mini} = 0,001333 m ⁴
Aire de la section	(a x b)	B = 0,4000 m ²
Aire de la section - 2 cm périphérique	(a - 0.02) x (b - 0.02)	Br = 0,3564 m ²
Longueur de flambement	si poteau de rive : L _f = L _o , sinon L _f = 0,7 L _o	L _f = 2,17 m
Rayon de giration	(I _{mini} / B) ^1/2	i = 0,0677 m
Elancement	(L _f / i)	λ = 37,59
Control : Elancement < 70		Control : vérifié
Coefficient d'élancement	si λ > 50 : α = (0.6 (50 / λ)) / K si λ < 50 : α = (0.85 / (1 + 0.2 (λ / 35))) / K	α = 0,691
Section théorique d'acier	[(N _u / α) - (Br x F _{c28}) / 1.35] x (1.15 / F _o)	A _{th} = -132,58 cm ²
Section maximale d'acier	(5 % B)	A _{maxi} = 200,00 cm ²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; A _{th})	A _{sc} = 17,60 cm ²
Control : A _{sc} < 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 HA12 Choix 2 : 14 HA12 Choix 3 : 0
Diamètre des armatures comprimées		φ = 12 mm
Diamètre des aciers transversaux	φ < φ / 3)	φ = 6 mm
Espacement des aciers transversaux	si A _{th} < A _{sc} : S _t = mini (a+10 cm ; 40 cm) sinon : S _t = mini (a+10 cm ; 15 φ ; 40 cm)	S _t = 18 cm
Jonctions par recouvrement	l _r = 0.6 l _s (soit 24 φ pour HA 400) (soit 30 φ pour HA 500 et RL 255)	L _r = 36 cm

Tableau 2 : Étapes de calcul d'un poteau en compression simple

On peut constater que la section théorique d'acier est négative (-132,58cm²). Le ferrailage minimal (17,60cm²) est imposé à K1. Les détails sont joints en ANNEXE 2.6.

VI. CALCUL DES POUTRES :

1. Poutres en flexion simple :

Définition :

Le calcul des poutres en flexion simple est l'une des parties les plus développées en béton armé. Une poutre est soumise en flexion simple si ses sollicitations sur une section droite se réduisent en un moment fléchissant (Mz) et un effort tranchant (Vy). En présence d'un effort normal non nul, l'étude d'une telle poutre sera menée en flexion composée.

L'équilibre du moment fléchissant est assuré par la mise en place d'armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant est repris par les armatures transversales (cadres, étriers, épingles). Ces deux calculs sont menés séparément.

Du point de vue RDM, on distingue des poutres isostatiques et des poutres continues. Pour les poutres isostatiques, le calcul de Mz et Vy est simple. Par contre pour les poutres continues, l'hyperstaticité rend les calculs plus compliqués et le BAEL propose deux méthodes de calcul simplifiées permettant d'évaluer les sollicitations dans les poutres continues en béton armé.

1.1 Evaluation des efforts :

1.1.1. Efforts dans les poutres isostatiques

La détermination des sollicitations des poutres isostatiques est sans grandes difficultés. Les règles élémentaires de la RDM permettent de les évaluer.

1.1.2. Efforts dans les poutres continues :

Une poutre continue est une poutre reposant sur plusieurs appuis simples et dont les moments sur appuis, hormis les appuis de rives ne sont pas nuls. Ce qui rend le système hyperstatique.

Pour lever cette hyperstaticité, les règles BAEL (B 6.2,3) proposent des méthodes qui s'appliquent selon que les conditions suivantes soient vérifiées ou non :

- i. le bâtiment est classé construction courante, c'est-à-dire lorsque $q \leq 2g$ ou $q \leq 5KN/m^2$,
- ii. les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité,
- iii. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25,
- iv. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements,

- v. les éléments de planchers sont sollicités en flexion simple (poutre ou dalle portant « dans un seul sens »).

Remarque1 : Si ces cinq conditions sont vérifiées, on appliquera la *méthode forfaitaire* (Annexe1 du BAEL).

Remarque2 : Si i n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation élevée), on appliquera la *méthode de Caquot* (Annexe2 du BAEL).

Remarque3 : Mais si i est vérifiée alors que une ou plus des trois conditions ii, iii et iv ne le sont pas, on appliquera la *méthode de Caquot minorée* (Annexe2 du BAEL).

Vue l'état de fissuration de l'immeuble (FP), la condition iv n'est pas vérifiée alors que i l'est, nos efforts seront évalués en utilisant la méthode de Caquot qui sera exposée dans ce qui suit.

1.1.3. La méthode de Caquot :

Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- o de la variation du moment d'inertie, en réduisant légèrement les moments sur appuis et en augmentant proportionnellement ceux en travée,
- o de l'amortissement de l'effet de chargement des poutres en béton armé en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

a) Calcul des moments sur appui :

Soit M_a le moment sur appui à évaluer. Pour ce faire, deux hypothèses sont nécessaires :

- o seules les charges sur les travées voisines des travées de rive sont prises en compte,
- o on adopte des longueurs de portées fictives telles que :
 - $l' = l$ pour les deux travées de rives,
 - $l' = 0,8l$ pour les travées intermédiaires.

A charges réparties : $M_a = \frac{p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$, p_w et p_e désignant respectivement les

chargements uniformes sur la travée de gauche et la travée de droite.

Pour la *méthode de Caquot minorée* (B.6.210), le calcul des moments sur appuis dus aux charges permanentes se fait avec $g' = \frac{2}{3}g$ (et uniquement le calcul des moments sur appui).

On reprend la totalité de g pour les travées.

b) Calcul des moments en travées :

L'évaluation des moments en travée se fait après l'adoption des deux hypothèses suivantes :

- o on utilise la longueur des portées réelles (et non plus l),
- o on ne considérera que les deux travées adjacentes et les trois cas de charges définis à la figure ci après.

L'évolution du moment en travée $M(x)$ pour un cas de charge est donnée par :

$$M(x) = \mu(x) + M_v \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l} \quad \text{où } \mu(x) \text{ est le moment dans la travée isostatique de}$$

référence correspondant au cas de charge étudié. La position du moment maximum en travée est obtenue en recherchant l'abscisse où la dérivée de $M(x)$ s'annule.

Dans la pratique, quelque soit la méthode ou la procédure utilisée, la finalité est de déterminer M_{\max} et de noter la position correspondante.

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

$$x_{p\max} = \frac{l_0}{2} + \frac{M_e - M_v}{q l} \quad \text{et} \quad M_{p\max} = \frac{q \cdot x}{2} (l_0 - x) + M_v \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \cdot \frac{x}{l}$$

b) Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant pour un cas de charge donné est calculé comme étant l'opposé de la dérivée

$$\text{du moment fléchissant soit : } T'(x) = -\frac{d\mu(x)}{dx} + \frac{M_e - M_v}{l}.$$

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

$$T'_{a(i)} = T'_{av} - \frac{M_{a(i)} - M_{a(i-1)}}{l_{(i-1)}} \quad \text{et} \quad T'_{c(i)} = T'_{av} - \frac{M_{a(i+1)} - M_{a(i)}}{l_{(i)}}$$

où T'_{av} et T'_{av} sont les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui i ;

$M_{a(i-1)}$, $M_{a(i)}$ et $M_{a(i+1)}$ sont les moment sur les $i-1$, i et $i+1$.

1.2 Calcul des armatures longitudinales :

Le principe du béton armé en flexion simple est que le béton reprenne les efforts de compression et les aciers les efforts de traction. Un élément en B.A est dit optimisé lorsque les matériaux

Méthodes de calcul

L'étude des poutres en flexion simple, (Pierre MOUGIN, Cours de Béton Armé BAEL 91 modifié 99), s'effectue en considérant l'état ultime de résistance (ELU) ; il faudra ensuite vérifier que le dimensionnement ainsi obtenu satisfait aux conditions de l'état limite de service (ELS) vis-à-vis de la durabilité et des déformations.

a. Calcul à l'ELU :

L'état limite ultime ELU correspond à ce que l'on appelle généralement par état limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y'a ruine de l'ouvrage.

Hypothèses de calcul à l'ELU :

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA soumises à la flexion simple aux ELU sont les suivantes :

- o les sections planes restent planes,
- o il n'y a pas de glissement à l'interface béton armatures,
- o le béton tendu est négligé,
- o l'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton,
- o l'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité,
- o le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation
- o pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié car la section n'est que partiellement comprimée, la contrainte de calcul du béton à l'ELU est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_c}{\gamma_b} \text{ avec } f_c, \text{ la résistance caractéristique requise en compression}$$

à j jours du béton ; 0, un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges et $\gamma_b = 1,5$ dans les cas courants.

Pour le calcul à l'ELU, on suppose qu'un point de la droite de déformation dans la section est fixé. Ce point s'appelle *le pivot*. Soit il correspond à la déformation limite de traction dans les aciers $\varepsilon_s = 10\text{‰}$: c'est le *pivot A*, soit il correspond à la déformation limite en

compression du béton, $\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$: c'est le pivot B. Toutes les droites de déformation comprises entre la droite (pivot A, $\epsilon_{bc} = 0\text{‰}$) et ($\epsilon_s = 0\text{‰}$, pivot B) sont possibles. Comme la montre la figure ci-dessous, Le bon fonctionnement de la section en béton armé se situe aux alentours de la droite (AB) car les deux matériaux –acier et béton- travaillent au mieux.

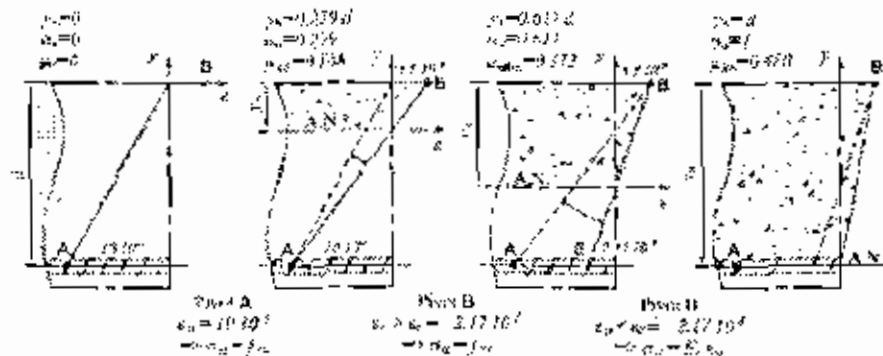


Fig 2 : Définition des différentes droites de déformation possibles en flexion simple à l'ELU et des pivots

Le pivot A est caractérisé par un écoulement plastique des aciers tandis que le pivot B par un écrasement du béton.

Cas particuliers :

✓ $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\epsilon_s = 10\text{‰}$

$$\alpha = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_s + \epsilon_{bc}} = \frac{2}{2 + 10} = 0.167$$

Si $\alpha < 0.167$ alors $\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} \leq f_{bc}$: le béton travaille mal et la section est surdimensionnée en béton.

✓ $\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ et $\epsilon_s = \epsilon_{se}$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + \epsilon_{se}} = \alpha_{lim} = f(f_s) \text{ } f_s \text{ étant la nuance de l'acier}$$

Si $\alpha > \alpha_{lim}$ alors $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$ et $\sigma_s \leq \frac{f_s}{\gamma_s}$: les aciers travaillent insuffisamment et la section

d'armatures est trop grande.

Soit une section sollicitée par un moment de flexion M_0 :

Les résultantes des contraintes sont :

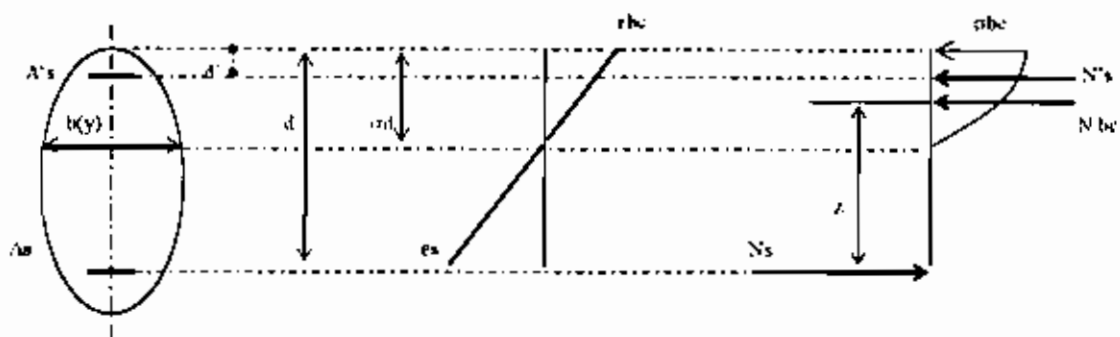


Fig 3 : Schématisation des sollicitations dans une section soumise à la flexion simple

Les résultantes des contraintes sont

- Compression dans le béton : $N_{bc} = \int_{y_0}^{zd} \sigma_{bc}(y) b(y) dy$
- Compression dans l'acier : $N'_s = A'_s \sigma'_s$ avec $\sigma'_s = f(\epsilon'_s)$
- Traction dans l'acier : $N_s = A_s \sigma_s$ avec $\sigma_s = f(\epsilon_s)$

L'équilibre de la section est obtenu en annulant la somme des forces d'une part et celle des moments d'autre part exprimés par rapport au centre de gravité des aciers tendus.

$$\text{Somme des forces : } N_{bc} + N'_s - N_s = 0$$

$$\text{Somme des moments : } M_0 - z N_{bc} - (d - d') N'_s$$

On a deux équations à trois inconnues : la position de l'axe neutre représentée par zd et les sections d'acier A_s et A'_s .

Les aciers tendus sont obligatoires alors que les aciers comprimés ne le sont pas. Le béton résiste bien à la compression. Dans un premier temps, nous choisissons de ne pas mettre des aciers comprimés sauf si cela conduit à un mauvais ferrailage de la section.

b. Calcul à l'état limite de service ELS :

Il consiste à faire la vérification des résultats obtenus précédemment. Cette vérification concerne :

- l'état limite de compression du béton
- l'état limite d'ouverture des fissures.

Autrement dit, il sera procédé à une limitation des contraintes dans le béton comprimé et dans les aciers tendus.

Hypothèses de calcul à P.E.L.S :

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA soumises à la flexion simple aux ELS sont les suivantes :

- les sections planes restent planes,
- il n'y a pas de glissement à l'interface béton armatures,
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques,
- le béton tendu est négligé,
- l'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton,
- la section est homogénéisée ($\sigma_s = n\sigma_{sc}$)

Pour le béton il faudra que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Pour l'acier :

- ✓ pas de limite en fissuration peu préjudiciable (f.p.p)
- ✓ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ en fissuration préjudiciable (f.p) et très préjudiciable (f.t.p)
- ✓ Et $\bar{\sigma}_s = \xi$ en f.p et $\bar{\sigma}_s = 0,8\xi$ en f.t.p.

avec $\xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; \max \left\{ 0,5 f_c ; 110 \sqrt{1/f_{c28}} \right\} \right\}$; $\sigma_{bc} = \frac{nM_{ser}}{I} y$; $\sigma_s = \frac{nM_{ser}}{I} (d - y)$

n : coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton = 15

g = 1.6 est appelé coefficient de fissuration pour les barres à hautes adhérences de diamètre inférieur à 6mm.

Remarque : Dans les règles de l'art, des armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs ; leur section est d'au moins égale à 3cm² par mètre de longueur du parement mesurée perpendiculairement à leur section (périmètre de la section droite). En f.p, une poutre est considérée comme étant de grande

hauteur si la hauteur ha de son âme vérifie : $h_u \geq 2 \left(80 - \frac{f_c}{10} \right)$ ha en cm et fc en MPa.

Pour fc = 500MPa ; ha ≥ 60cm.



2. Application d'une étude de poutres continues par la méthode de Caquot :

2.1. Calculs des sollicitations :

On considère la file de poutres P15 à P18 du plancher haut sous sol :

La méthode de Caquot conçue pour des chargements uniformément répartis. En présence de chargements triangulaires ou trapézoïdales (cas des poutres P16, P17, P18), il faudra remplacer, les charges triangulaires et trapézoïdale en un chargement uniforme équivalent.

Le tableau suivant donne les règles de conversions :

P(charges/m ²)	trapéze	triangle
P_{veq} (effort tranchant)	$\frac{p l_r}{2} \left(1 - \frac{\rho}{4} \right)$	$\frac{p l_r}{4}$
P_{Meq} (moment fléchissant)	$\frac{p l_r}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3} \right)$	$\frac{p l_r}{3}$

Conversion des efforts en chargement uniformément répartis

Nous avons considérés les trois cas de chargement suivant.

Cas1 : moment max en travée P15 et P17 et l'effort tranchant V_{max} (K14)

Cas2 : moment max en travée P16 et P18 et l'effort tranchant V_{max} (K18)

Cas3 : Cas4 et Cas5 : moment max aux appuis intermédiaires

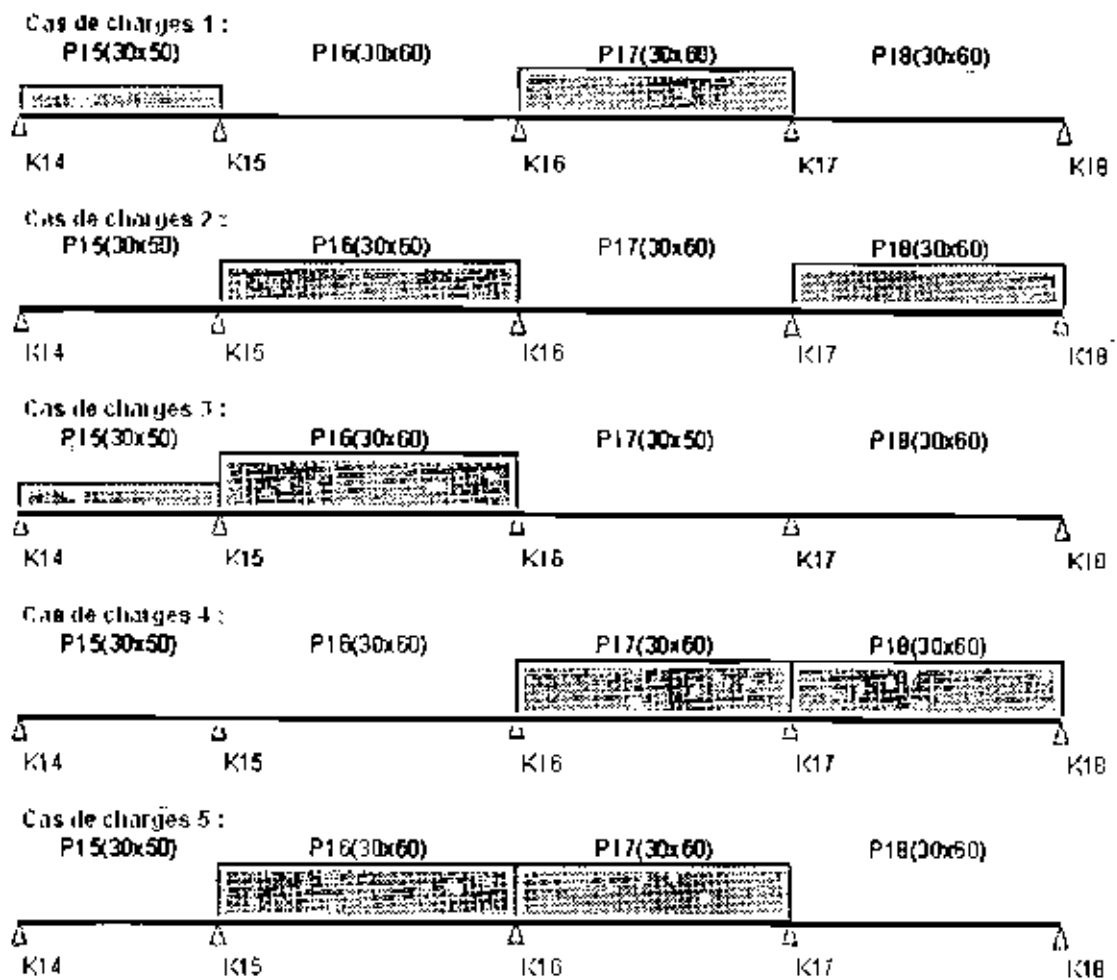
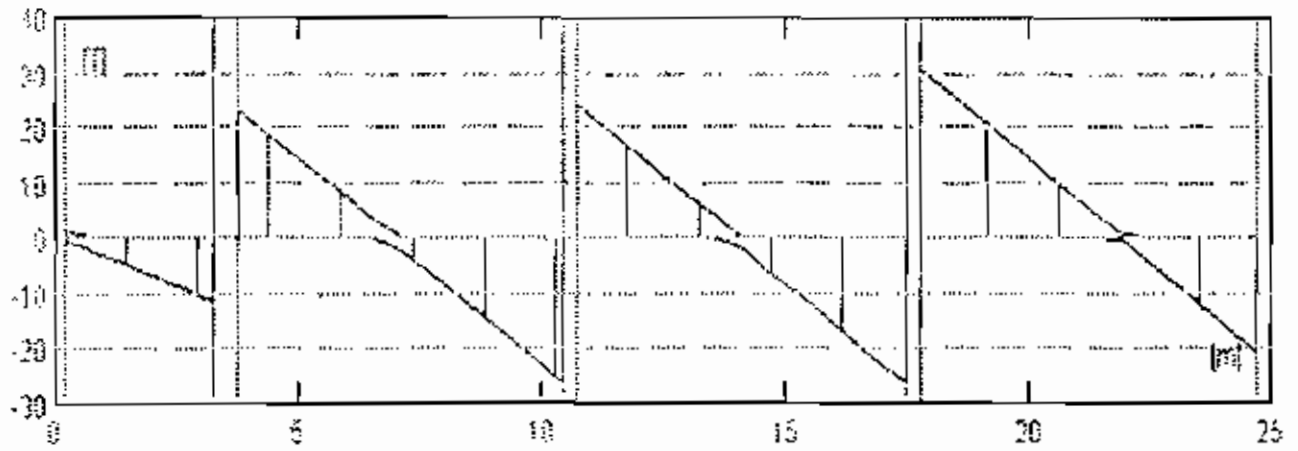


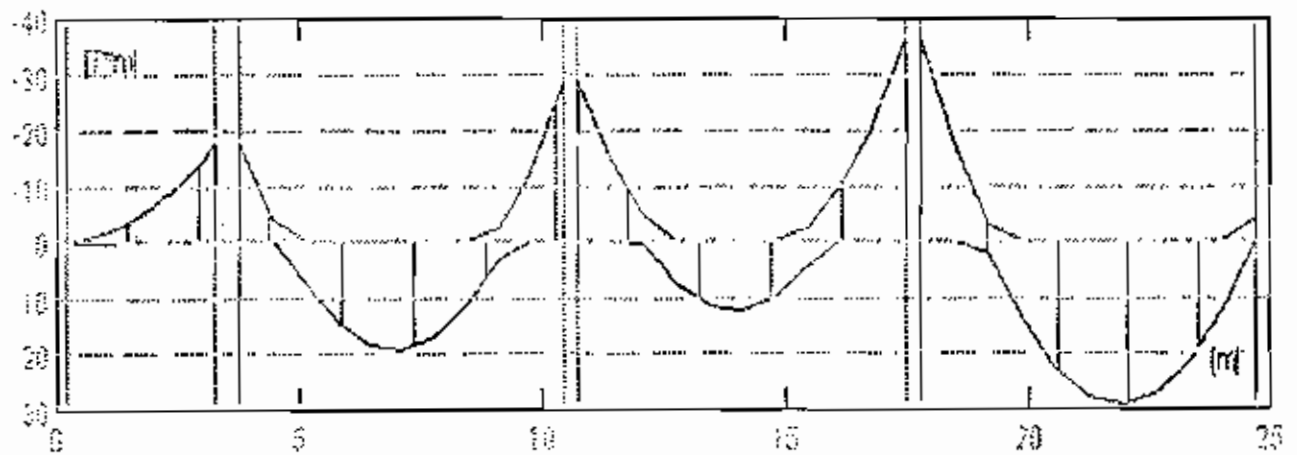
Fig 4 ; Schéma des cas de chargement : déterminations des sollicitations maximales

La présentation des calculs se fait dans un tableau qui comprend autant de colonnes qu'il y'a de travées sur la poutre. Pour un calcul à l'ÉLU de la méthode de Caquot, le tableau peut prendre la forme suivante :

<i>appui</i>	<i>K14</i>		<i>K15</i>		<i>K16</i>		<i>K17</i>		<i>K18</i>
<i>poutre</i>	<i>P15</i>		<i>P16</i>		<i>P17</i>		<i>P18</i>		
<i>Portée (l)</i>		3.10		6.64		6.72		6.94	
<i>Portée fictive (l')</i>		3.10		5.31		5.38		6.94	
<i>g</i>		2.07		3.91		3.91		3.91	
<i>q</i>		0.3		0.94		0.94		0.94	
<i>chargée</i>		3.25		6.69		6.69		6.69	
<i>déchargée</i>		2.8		5.28		5.28		5.28	
<i>Mapp (cas1)</i>	0.00		12.41		20.16		27.12		0.00
<i>Mapp (cas2)</i>	0.00		15.18		20.07		29.20		0.00
<i>Mapp (cas3)</i>	0.00		15.37		22.49		31.30		0.00
<i>Miso chargée</i>		3.9		36.86		37.76		40.28	
<i>Miso déchargée</i>		3.36		29.10		29.80		31.79	
<i>x_{max}</i>		0.32		3.21		3.20		4.10	
<i>M_{tmax}</i>		0.16		19.28		14.37		27.64	
Tableau de résultats : méthode de Caquot									



Courbe enveloppe efforts tranchants



Courbe enveloppe moments fléchissant

Fig 5 : Tracé des courbes enveloppes

En exemple d'une étude de ferrailage nous considérons la poutre P17.

$$M_t = 14,37 \text{ T.m} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; l = 6,72 \text{ m}$$

2.2. Armatures longitudinales :

A défaut de disposer d'un organigramme, les tableaux suivants permettent une étude, étape par étape, d'une poutre en flexion simple.

a) Calcul à l'ELU :

CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU) – POUTRE P17		
Hypothèses d'études		
Poutre soumise à la flexion simple	Raccourcissement du béton limité à 0,35 %	
Dimensions de la poutre données	Pas de glissement entre acier et béton	
Sollicitations aux ELU connues	Allongement des aciers limités à 1 %	
Données		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	$b = 0,30 \text{ m}$
	Hauteur utile des aciers tendus	$d = 0,54 \text{ m}$
	Hauteur utile des aciers comprimés (si nécessaire)	$d' = 0,06 \text{ m}$
Contrainte de l'acier utilisé	$F_e = 500 \text{ MPa}$	
Contrainte du béton à 28 jours	$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$	
Moment ultime	$1,35 G + 1,5 Q$	$M_u = 0,1437 \text{ MN.m}$
Moment réduit ultime	$\mu_u = 0,239$	
Conditions de fissuration	Préjudiciable	
Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l'ELU	$(0,85 \times F_{c28}) / 1,5$	$F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
Contrainte de traction des aciers	$(F_e / 1,15)$	$F_{su} = 434,78 \text{ MPa}$
Contrainte de compression du béton à l'ELS	$0,6 \times F_{c28}$	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Résistance du béton en traction	$0,6 + (0,06 \times F_{c28})$	$F_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$
Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times F_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,116$
Etat limite de compression du béton	si $\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés si $\mu_{bu} > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés nécessaires	Système d'armatures retenu Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,26 \times (1 - (1 - (2 \times \mu))^{1/2})$	$\alpha = 0,154$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y = 0,08 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z_b = 0,51 \text{ m}$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z_b \times F_{su})$	$A_{st} = 6,52 \text{ cm}^2$

Tableau 3 : Etapes de calcul d'une poutre à l'ELU

b) Calcul à l'ELS :

CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS) – POUTRE P17		
Données du problème		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b = 0,30 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d = 0,64 m
	Hauteur utile aciers comprimés (si nécessaire)	d' = 0,05 m
Contrainte de l'acier utilisé		F _{ed} = 500 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		F _{c28} = 25 MPa
Moment de service		M _{ser} = 0,1222 MN.m
Conditions de fissuration (1) FP , (2) FTP		Type : 1
Calcul des contraintes admissibles		
Contrainte de compression du béton	(0,6 x F _{c28})	σ _{bc} = 15 MPa
Contrainte limite de traction du béton	0,6 + (0,06 x F _{c28})	F _{t28} = 2,10 MPa
Contrainte limite de traction des aciers	FP = mini (2/3 F _{ed} ; maxi (1/2 F _{ed} ; 110 x ((s ₁ x F _{tj}) ^{1/2}))	
	F _{1P} = 0,80 x σ _{st} (FP)	σ _{st} = 250,00 MPa
Paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	abc / (abc + (σ _{st} / 15))	α = 0,351
Ordonnée de la fibre neutre	d x α	y = 0,250 m
Bras de levier du couple interne	d - (y / 3)	Z _b = 0,455 m
Moment résistant du béton de service	0,5 x nbc x b x α (1 - (α / 3)) x d ²	M _{brser} = 0,252 MN.m
Etat limite de compression du béton	si M _{brser} > M _{ser} =>> Pas d'aciers comprimés si M _{brser} < M _{ser} =>> 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 =>> M _{ser} / (σ _{st} x Z _b) si aciers comprimés nécessaires =>> (M _{brser} / (σ _{st} x Z _b)) + ((M _{ser} - M _{brser}) / (σ _{st} x (d - d')))	A _{st} = 10,25 cm ²
Section théorique d'acier	Mu / (Z _b x F _{st})	A _{st} = 6,52 cm ²

Tableau 4 : Etapes de calcul d'une poutre à l'ELS

On constate que la section d'acier trouvée à l'ELS (10,25cm²) est supérieure à celle trouvée à l'ELU (6,52cm²). Nous retiendrons la dernière : A_s = 10,25 cm² soit 6HA16 (12,06cm²).

Un choix est à faire sur la mise en place d'armatures comprimées. En effet ceci dépend du moment résistant du béton M_{br}.

A l'ELS, le moment résistant est donné par $M_{br} = b d^2 \bar{\sigma}_{bc} \cdot \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right)$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_{br}}{(1 \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,473$$

$$M_{\text{Mser}} = 0,3 \cdot 0,54^3 \cdot 15 \cdot \frac{0,473}{2} \left(1 - \frac{0,473}{3} \right) = 0,2614 \text{ MN m} = 26,14 \text{ F m}$$

Après calcul si $M_{\text{rbser}} > M_{\text{ser}}$, alors la mise en place d'armatures comprimées s'avère inutile, sinon il faudra redimensionner la section.

Dans notre cas, les aciers tendus suffisent pour équilibrer le moment M_{ser} .

c) Vérification à P.E.L.S :

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = 250 \text{ MPa} ; \left(\xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 10 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) \right\} \text{ en f.p} \right)$$

$$\checkmark \sigma_{\text{bc}} = \frac{n M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{0,1222}{184572 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,1605 = 10,62 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} : \text{ la}$$

contrainte limite du béton n'est pas dépassée.

$$\checkmark \sigma_s = \frac{n M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 0,1222}{184572 \cdot 10^{-4}} (0,54 - 0,256) = 276,85 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s < \sigma_s$: La contrainte limite de l'acier est dépassée. Il faudra redimensionner la section en faisant travailler l'acier à sa limite : on pose $\bar{\sigma}_s = \sigma_s = 250 \text{ MPa}$

$$\mu_s = \frac{n M_{\text{ser}}}{h d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 0,1222}{0,3 \times 0,54^2 \times 250} = 0,0838$$

$$\lambda = 1 + 2\mu_s = 1 + 2 \times 0,0838 = 1,17$$

$$\varphi = \arccos(\lambda^{-0,2}) = 37,8^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 1 + 2\sqrt{1,17} \times \cos\left(240 + \frac{37,8}{3}\right) = 0,3533$$

$$\text{Nouvelle valeur de } \sigma_{\text{bc}} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \cdot \frac{\alpha}{1 - \alpha} = \frac{250}{15} \cdot \frac{0,3533}{1 - 0,3533} = 9,10 \text{ MPa} : \sigma_{\text{bc}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

$$\text{La section des aciers est donnée par : } A_s = \frac{\alpha d h \sigma_{\text{bc}}}{2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0,35 \times 0,54 \times 0,3 \times 9,10}{2 \times 250}$$

$A_s = 10,32 \text{ cm}^2$ soit 6HA16 (12,05 cm²) en deux files de 3.

2.3. Armatures transversales :

Elles reprennent les efforts tranchants.

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

$$V_{w(i)} = V_{wo} - \frac{M_{a(i)} - M_{a(i-1)}}{l_{(i-1)}} \quad \text{et} \quad V_{d(i)} = V_{wo} - \frac{M_{a(i+1)} - M_{a(i)}}{l_{(i)}}$$

Evaluons l'effort tranchant à l'appui K17. On considère le cas 4.

Sur l'appui K17, les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant sont :

$$V_{w(K17)} = V_{wo} - \frac{M_{a(K17)} - M_{a(K16)}}{l_{(P17)}} \quad \text{et} \quad V_{d(K17)} = V_{wo} - \frac{M_{a(08)} - M_{a(K17)}}{l_{(08)}}$$

$$V_{w(K17)} = \frac{6,69 \times 6,72}{2} + \frac{-31,30 + 22,49}{6,72} = 21,16T \quad \text{et} \quad V_{d(K17)} = \frac{6,69 \times 6,94}{2} + \frac{0 + 31,3}{6,94} = 27,72T$$

d'où $V(K17) = 27,72T$

Sur l'appui K16, les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant sont :

$$V_{w(K16)} = V_{wo} + \frac{M_{a(K16)} - M_{a(K15)}}{l_{(P16)}} \quad \text{et} \quad V_{d(K17)} = V_{d(K16)} + \frac{M_{a(07)} - M_{a(K16)}}{l_{(07)}}$$

$$V_{w(K16)} = \frac{6,69 \times 6,64}{2} + \frac{-22,49 + 15,37}{6,64} = 21,14T$$

$$\text{et} \quad V_{d(K16)} = \frac{6,69 \times 6,72}{2} + \frac{-31,3 + 22,49}{6,72} = 21,16T \quad \text{d'où} \quad V(K16) = 21,16T.$$

Le calcul des armatures longitudinales se fait donc avec la valeur maximale (27,72T).

JUSTIFICATIONS EFFORTS TRANCHANTS – POUTRE P17		
Données		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	$b = 0,30 \text{ m}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 0,60 \text{ m}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 0,54 \text{ m}$
	Longueur de la poutre	$l = 6,72 \text{ m}$
Contrainte de l'acier utilisé		$F_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte du béton à 28 jours		$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Effort tranchant ultime		$V_u = 0,2772 \text{ MN}$
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		2
Calcul des contraintes admissibles		
Contrainte limite de traction du béton	$0,6 + (0,06 \times F_{c28})$	$f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail	$V_u / (b \times d)$	$\tau_u = 1,71 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	FPP = $\min \{ (0,2 \times F_{c28}) / 1,5 ; 5 \text{ MPa} \}$	$\tau_{u \text{ adm}} = 2,60 \text{ MPa}$
	FP et FTP = $\min \{ (0,15 \times F_{c28}) / 1,5 ; 4 \text{ MPa} \}$	
Vérification	$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}}$	vérifié
Détermination des armatures transversales		
Diamètre des armatures lantes		$\phi_l = 20 \text{ mm}$
Diamètre maxi des aciers transversaux		$\phi_t \text{ maxi} = \min \{ h / 35 ; b / 10 \}$
Choix des armatures transversales		$\phi_t = 8 \text{ mm}$
Section des armatures transversales		$A_t = 1,01 \text{ cm}^2$
Espacement maxi des aciers transversaux	$\min \{ 0,9 \times \phi_l ; 40 \text{ cm} ; (A_t \times F_e) / (0,4 \times b) \}$	$S_t \text{ maxi} = 40,00 \text{ cm}$
	$(0,9 \times A_t \times F_e) / [b \times 1,15 \times (\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times K))]$	$S_t = 12,19 \text{ cm}$
Vérification	$S_t < S_t \text{ maxi}$ et $S_t > 7 \text{ cm}$	vérifié
Espacement choisi		$S_t \text{ aciers comprimés} \Rightarrow S_t \text{ maxi} = 15 \phi_l$
		$S_t = 7 \text{ cm}$
Répartition des cours d'armatures		
Espacement suivant Caquot		1 ^{er} cours = $S_t / 2$ ou 7cm sur appui
		n^{e} cours = $l / (2 \times S_t)$
Suite de Caquot		Choisir dans la liste le nombre immédiatement inférieur à S_t Suite: 7 , 8 , 9 , 10 , 11 , 13 , 16 , 20 , 25 , 35 , 40
Justification aux appuis		
Appui (1) rive , (2) intermédiaire		Choix : 2
Profondeur minimale d'appui		$a = (3,75 \times V_u) / (b \times F_{c28})$
		$a = 13,86 \text{ cm}$
Moment ultime		Uniquement si il s'agit d'un appui intermédiaire
		$M_u = 0,313 \text{ MN m}$
Réaction d'appui		Uniquement si il s'agit d'un appui intermédiaire
		$R_u = 0,277 \text{ MN}$
Contrainte moyenne de compression		$R_u / (a \times b)$
		$\sigma_{mb} = 6,67 \text{ MPa}$
Vérification		$\sigma_{mb} < 0,867 \times F_{c28}$
		vérifié
Section minimale d'armature sur appui		$r_{ve} = (V_u \times 1,15) / F_e$ intermédiaire = $(1,15 / F_e) \times [V_u - (M_u / 0,9 d)]$
		$A_a = 8,45 \text{ cm}^2$
Caractéristique de la poutre		Section comprimée des aciers tendus
		$A_{st} = 18,86 \text{ cm}^2$
Contrôle de la section minimale sur appui		$A_s < A_{st}$
		vérifié
Condition de non fragilité		$(A_{st} / (b \times d)) > 0,23 \times (F_{t28} / F_e)$
		vérifié
Section théorique d'acier		$M_u / (Z_b \times F_{e\sigma})$
		$A_{st} = 6,52 \text{ cm}^2$

Tableau 5 : Étapes de calcul pour la justification d'efforts tranchant

La répartition suivante peut être retenue symétriquement par rapport à la demi portée :

$$7 + 9 + 11 \times 3 + 13 \times 3 + 16 \times 3 + 20 \times 3 + 25 \times 3 + 30 \times 3 + 35 = 3,16 \text{ cm.}$$

Ceci est un calcul rigoureux. Il faut noter que la plupart des logiciels de calcul, tels que Robobat, surdimensionnent les structures en répartissant les armatures suivant l'évolution de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans la travée.

Certains poteaux du RDD prennent appui sur des poutres du plancher haut sous sol. Ceci entraîne le plus souvent le dépassement de l'effort tranchant maximal. Pour ne pas avoir des retombées de poutres importantes, la solution ultime serait la mise en place d'armatures longitudinales d'efforts tranchant.

Le plan de ferrailage de la file P15 à P18 peut être consulté en ANNEXE 3-4.

Les tableaux de ferrailage des différents niveaux peuvent être consultés sont disponibles de l'ANNEXE 3-1 à l'ANNEXE 3-3.

VII. CALCUL DES PANNEAUX :

1. Panneaux en dalles BA :

Les panneaux reçoivent des charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres. Par ces poutres, l'ensemble des efforts est repris par les poteaux ou par des murs de refends porteurs.

1.1. Principe de calcul :

Le calcul du ferrailage des panneaux rectangulaires en BA est le même que celui des poutres exposé plus haut en considérant une bande de 1m dans un sens bien défini. Seulement on note une différence dans l'évaluation des moments de calcul. (Dans ce qui suit nous n'exposerons que la méthodologie de calcul des dalles isostatiques).

Soit une dalle rectangulaire de dimensions l_x et l_y mesurées entre nus d'appui. Conventionnellement, on nommera l_x la petite portée et l_y la grande portée et le rapport des portées $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ appelé élancement du panneau inférieur ou égal à 1.

Pour les panneaux de dalles rectangulaires, lorsque le rapport l_x/l_y est inférieur à 0,4, la dalle ne porte alors que sur un sens, et les cas de charge et combinaisons d'action à considérer sont identiques à ceux des poutres.

Dans le cas où $0,4 < \rho < 1$, les moments maximaux au centre dans les deux directions M_x et M_y sont donnés par :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont répertoriés dans un tableau et sont fonction du rapport α et du coefficient de poisson ν du béton. ν est pris égal à 0 à ELU et 0,2 à ELS.

Les valeurs des moments de calcul en travée et sur appui sont obtenues à partir de M_x et M_y .

- Moments de travées :
 - pour les panneaux de rive : $M_{1x} \approx 0,85M_x$ et $M_{1y} \approx 0,85M_y$
 - pour les panneaux intermédiaires : $M_{1x} \approx 0,75M_x$ et $M_{1y} \approx 0,75M_y$
- Moments sur appuis :
 - appuis de rive : $M_{2x} \approx -0,3M_x$ et $M_{2y} \approx -0,3M_y$
 - appuis intermédiaires : $M_{2x} \approx -0,5M_x$ et $M_{2y} \approx -0,5M_y$

Pour un appui intermédiaire à deux panneaux différents, on retiendra le maximum des deux moments sur appui.

Pour les panneaux continus, la règle BAEL A.8.2.32 impose la vérification de la condition

$$\text{suivante : } M_{ax} + \frac{M_{ax} + M_{ax}}{2} \geq 1,25 M_x$$

Pour le plancher terrasses, P11 7^{me}, en plus des charges courantes, il faudra tenir compte des formes de pente et de l'étalement.

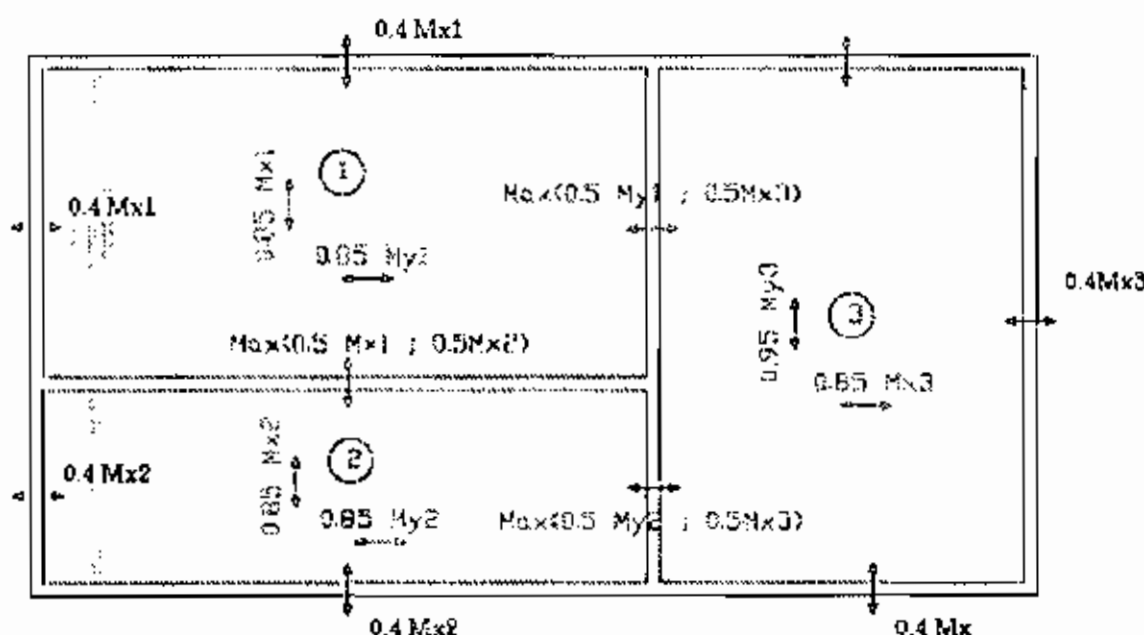


Fig 6 : Evaluation des moments de calcul

La valeur maximale de l'effort tranchant (sur appui) est donnée par :

$$V_x = \frac{pl_x}{2} \cdot \frac{l_y^2}{l_x^2 + l_y^2} \quad \text{et} \quad V_y = \frac{pl_y}{2} \cdot \frac{l_x^2}{l_x^2 + l_y^2}$$

En supposant que les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage, le calcul à l'effort tranchant devient inutile car la mise en place d'armatures transversales n'est pas nécessaire ;

mais aussi si la contrainte tangente $\tau_v \leq 0,07 \cdot \frac{f_c}{\gamma_b}$ et les dispositions constructives respectées.

$$\tau_v = \frac{V_v}{bd} \quad \text{et} \quad V_v = \frac{P_v l}{2}$$

Il est à noter que le balcon D5 de l'étage courant en façade maritime, bien que présentant des parties en consoles, sera calculée comme une dalle à cause des appuis K25, K26, K27 et K28.

1.2. Ferrailage des dalles :

Une fois les moments déterminés, le calcul des sections d'armatures longitudinales est identique à celui des poutres.

Soient A_x et A_y les sections d'acier trouvées à partir des moments évalués ci-dessus. Les conditions suivantes devraient être vérifiées :

- $A_y \geq \frac{A_x}{4}$ comme nos charges sont uniformément réparties.
- Les conditions de non fragilité (A.4.2) et de ferrailage minimal (B.7.4) pour les fe500

$$\frac{A_x}{bh} \geq 0,0003 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \quad \text{et} \quad \frac{A_y}{bh} \geq 0,0006$$

Les panneaux des dalles des 3 immeubles sont d'épaisseurs différentes et sans appuis intermédiaires, ils sont alors considérés isostatiques, par contre, les panneaux haut et bas du sous sol sont continus.

En présence de charge localisée, il serait nécessaire de vérifier la condition de non

poinçonnement : $Q_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_c}{\gamma_s}$ où

Q_u est la charge localisée sur la dalle ;

u , est le périmètre du contour d'impact au niveau du feuillet moyen ;

$u_c = 2(a + b)$ où $a = a_0 \div h$ et $b = b_0 \div h$ et h est l'épaisseur de la dalle.

L'ANNEXE 4 est consacré au calcul des panneaux isostatiques de l'étage courant et ceux du plancher haut sous sol.

Les calculs étant répétitifs, on s'est limité au ferrailage du plancher haut étage courant.

2. Application : Dalle D1 – Étage courant

Données de l'étude		
Repère :	Dalle n°1	Lx = 3,80 m
Charges (G) diverses	G' (KN/m²) =	
Travée de rive	(1) Oui, (2) Non	
Epaisseur de la dalle	ep (m) = 0,16	
Contrainte de l'acier utilisé	FoE (MPa) = 500	
Contrainte du béton à 28 j	Fc28 (MPa) = 25	
Charges d'exploitations Q	Q (KN/m²) = 1,50	
Enrobage des aciers	C (cm) = 4	
Coef Mw = Mo	0,40	Coef Me = Mo
MO(w) prépond :	7,93 KN.m	MO(e) prépond :
		7,93 KN.m
		MO (travée) = 19,85 KN.m
Calcul des moments agissants		
Charges permanentes G	(épaisseur dalle x 25 KN/m³) + G'	G = KN/m²
Effort ultime repris par le plancher	(1,35G + 1,5Q)	Pu = 15,10 KN/m
Moment isostatique de la travée	(Pu x Lx²) / 8	Mo (trav) = 19,85 KN.m
Moment sur appui gauche (w)	(Mo(w) prépond x Coef Mw)	Mw = 5,95 KN.m
Moment sur appui droite (e)	(Mo(e) prépond x Coef Me)	Me = 5,95 KN.m
Calcul du coefficient α	Q / (G + Q)	α = 1,00
Moment dans la travée	0,85 x Coef.	Mt = 16,88 KN.m
Vérification	Travée de rive => Mt > [(1,2 + 0,3α) / 2] x Mo Travée intermédiaire => Mt > [(1 + 0,3α) / 2] x Mo	Contrôle : Vérifié
Calcul des sections d'armatures		
Ferraillage de la travée sous (Lx)	Soit (Mu), moments agissants (μ < α)	Ax = 2,83 cm²/m²
Ferraillage sur appui (w)	Calculs identiques à une section rectangulaire (ELU)	Ax (w) = 1,16 cm²/m²
Ferraillage sur appui (e)		Ax (e) = 1,16 cm²/m²
Ferraillage mini dans le sous (Ly)	(8 x ep) pour FoE 400 (6 x ep) pour FeE 500 ou TS	ρ0(y) = 0,96 cm²/m²
Ferraillage mini dans le sous (Lx)	ρ0(y) x ((3 - α) / 2)	ρ0(x) = 0,96 cm²/m²
Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal (sous L(x))	1,10 x ((Pu x L(x)) / 2)	Vu,max = 31,56 KN
Contrainte tangente de travail	Vu / (1,00 x (ep - C))	τu = 0,263 MPa
Contrainte tangente admissible	(0,07 x Fc28) / 1,5	τu,adm = 1,167 MPa
Vérification	τu < τu,adm	Vérification : Vérifié

Tableau 6 : Étapes de calcul d'une dalle rectangulaire

VIII. LES ESCALIERS :

1. Définitions et généralités :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, en ce sens il assure la circulation verticale dans une construction.

La conception d'un escalier dans une construction, le choix de sa position et de son tracé sont des problèmes d'architecture.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, DTU, des décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type de bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante (l'arrêté du 30-06-1986 relatif à la sécurité contre l'incendie fixe les règles concernant la réaction au feu des revêtements mis en place dans les escaliers et les escaliers des sous-sols).

Par leur forme, on rencontre le plus fréquemment les escaliers :

- ✓ *droits* où la ligne de foulée est rectiligne
- ✓ *à volées droites* avec palier de virage ou avec tournant à marches rayonnantes
- ✓ *à quartier tournant* : ils sont constitués de volées de directions différentes comportant des marches afin de faciliter la montée dans le tournant (balancement)
- ✓ *hélicoïdaux*, ils tournent autour d'un fût ou d'un jour ; la ligne de foulée y est hélicoïdale.

2. Dimensionnement :

Dans le cas des escaliers hélicoïdaux, pour ce projet bien défini, les marches ne sont pas préfabriquées, mais l'escalier est à volées monolithiques, sans palier de repos avec un noyau central et une paillasse de 12cm, non en redans.

Le noyau central est le support des escaliers. Les marches de ces derniers sont construites en porte-à-faux sur le noyau circulaire de 20cm de diamètre. Pour ce cas de figure, le calcul a été précisé par Nicolsky. Le moment de flexion dans le noyau central est sinusoïdal le

long de sa hauteur. $M = \frac{qa^3}{3} \left(1 - \cos \pi \frac{x}{h} \right)$ avec un max de $M_{\max} = \frac{qa^3}{3}$

Expressions dans lesquelles q désigne la charge par m² de projection horizontale et a la largeur de l'embranchement. Nous remarquons que le moment de flexion maximal ne dépend pas de la hauteur.

Le poteau du noyau central sera alors calculé en flexion composée.

Évaluation des efforts normaux de compression et des moments de flexion :

Épaisseur moyenne $e = e_p + \frac{h_{nc}}{2} \cos \alpha$, h_{nc} désignant la hauteur de la contre marche et α ,

l'angle d'inclinaison qui est égal au rapport de h_{nc} par le giron et c_p la hauteur de pailleasse.

$$e = 12 + \frac{17,3}{2} \cos \left[\arctg \left(\frac{17,3}{23} \right) \right] = 21,41 \text{ cm}$$

Les charges permanentes sont données par $G = \frac{\gamma_{béton}}{\cos \alpha} \left(c_p + \frac{h}{2} \right) + \text{enduits} + \text{revêtement}$

$$G = \frac{25}{\cos 36,92} \left(12 + \frac{17,3}{2} \right) + 0,3 \quad G = 7,55 \text{ KN/m}^2$$

Les charges d'exploitations dues à la circulation des personnes pour les escaliers de bâtiments sont estimées à $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

Pour une largeur d'embranchement de 1,38m, à l'ELU $P_u = 1,38(1,35 \times 7,55 + 1,5 \times 2,5)$ et l'ELS, $P_{er} = 1,38(7,55 + 2,5)$

$P_u = 18,85 \text{ KN/m}$ d'où $N_u = 18,85 \times \text{longueur de la ligne de foulée (9,95m)}$

$P_{ser} = 13,87 \text{ KN/m}$ d'où $N_{ser} = 13,87 \times 9,95 \text{ m}$

$N_u = 185,85 \text{ KN}$; $N_{ser} = 138 \text{ KN}$; $q_u = 7,55 \times 1,35 + 1,5 \times 2,5$ et $q_{ser} = 7,5 + 2,5$

$q_u = 13,94 \text{ KN/m}^2$ et $q_{ser} = 10 \text{ KN/m}^2$

$$M_{u_x} = \frac{13,94 \times 1,38^3}{3} = 12,21 \text{ KN.m} \text{ et } M_{u_y} = \frac{10 \times 1,38^3}{3} = 8,76 \text{ KN.m}$$

Le logiciel de Robot donne comme résultats pour ce calcul de poutre en flexion composée avec compression :

Sections d'Acier: Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_a = 500,0$ (MPa) Fissuration préjudiciable

Section théorique $A_{s1} = 0,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,9$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 16,2$ (cm²)

théorique $\rho = 0,31$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,89$ (%)

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

ELU $N = 185,85 \text{ kNm} = 12,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Coefficient de sécurité: 1,08 Pivots: B

Position de l'axe neutre: $y = 9,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 12,1$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 2,79$ (‰)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa); comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

ELS $N = 138,00 \text{ kNm} = 8,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Coefficient de sécurité: 1,00; Position de l'axe neutre $y = 10,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 12,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,0$ (MPa), Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 132,9$ (MPa); comprimée: $\sigma_s' = 180,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Commentaires : la section d'armatures symétriques trouvée ($A_s = 2 \times 0,5 \text{ cm}^2$) est inférieure à $A_{s \text{ min}} = 2,9 \text{ cm}^2$ donc on retiendra cette dernière.

Pour le ferrailage de la pailasse, le calcul de la console (pailasse) en y appliquant une charge linéique de $13,94 \text{ kN/m}$ impose des aciers HA12 (espacement = 17 cm) ancrés dans le noyau central.

COUPE D-D
 - HAUTEUR à MONTER = 230 cm -
 - HAUTEUR MARCHIE = 12,30 cm -

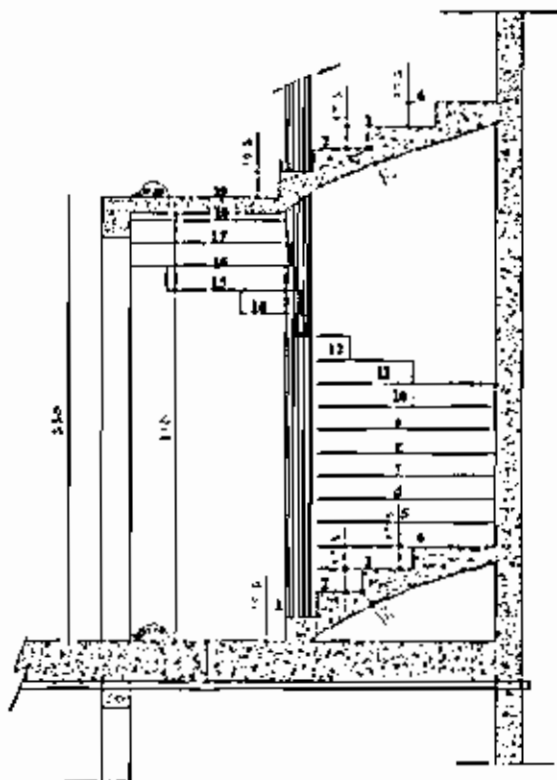


Fig 7.a : Coupe type de l'escalier

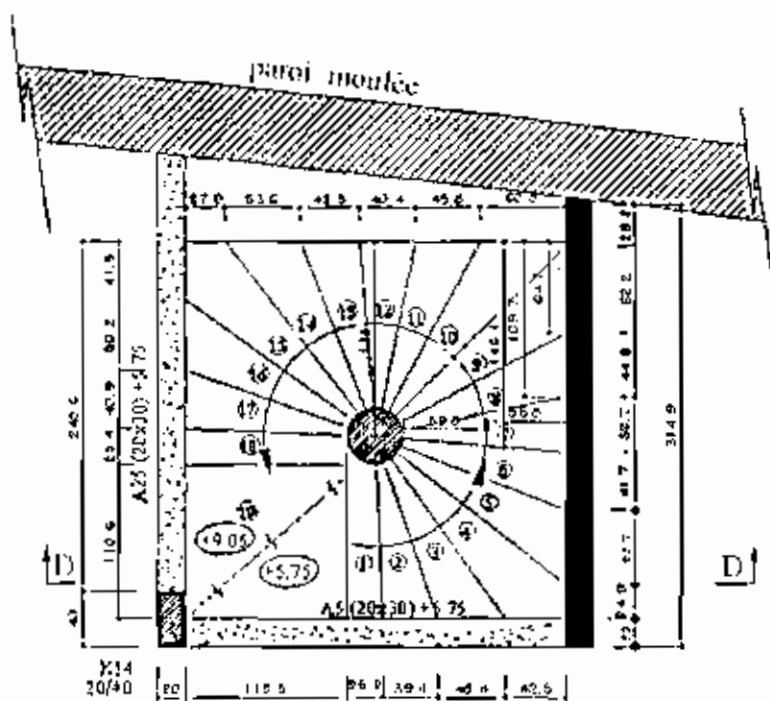


Fig 7.b : Vue en plan

Fig 7 : Escalier

IX. CALCUL DES VOILES :

1. Calcul des voiles des cages d'ascenseurs :

Il concerne l'étude des voiles des cages d'ascenseurs de personnes et des monte voitures et des voiles ementées du sous sol.

Le calcul des voiles d'ascenseurs peut être intégré dans le mode de calculs des murs banchés qui sont des porteurs. Pour les murs dits armés, les règles de calcul font l'objet du DTU n°23-1 (AFNOR DTU P 18-210) et les règles BAEL.

1.1. Justification de la résistance :

Les murs en béton armé pourraient être justifiés comme des poteaux. Et ceci lorsque le domaine de validité du DTU n'est pas respecté.

Les conditions sont les suivantes :

- ✓ $D \geq 5e$ et $e \geq 10\text{cm}$
- ✓ élancement mécanique $\lambda \leq 80$
- ✓ excentricité initiale $\leq \max(2\text{cm} ; \frac{l_f}{300})$; l_f étant la longueur de flambement
- ✓ $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

avec d , longueur du voile ; e , l'épaisseur ; $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{e} l_f$,

1.2. Justifications des efforts et des sections d'armatures :

La vérification consiste à comparer la contrainte normale ultime de compression σ_u à une valeur $\sigma_{u\text{lim}}$ déduite de l'effort normal résistant $N_{u\text{lim}}$.

$$\sigma_{u\text{lim}} = \frac{N_{u\text{lim}}}{d \cdot e} \text{ et } N_{u\text{lim}} = \alpha \left(\frac{B_e \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_v \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_e (section réduite) = $d(e-2\text{cm})$, A_v étant la section d'armatures verticales à mettre en place.

L'expression de $N_{u\text{lim}}$ ci-dessus est à la base de tout ce qui suit.

Le coefficient α est donné par le tableau suivant :

	Mur non armé	Mur armé ($A_v \neq 0$)	
		$\lambda \leq 50$	$\lambda > 50$
α	$\frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

La valeur de α est divisée par 1,1 si plus de la moitié des charges est appliquée entre 28 et 90 jours.

1.3. Les armatures minimales :

Les ferrailages minimaux comprennent :

- des armatures verticales $A_{v\min}$, espacées au plus de 33cm ou $2c$. Le pourcentage minimale ρ_v d'armatures verticales, rapporté au volume de la bande étudiée est donné par : $\rho_v \geq \max \left\{ 0.0015 \frac{400\theta}{f_c} \left(\frac{3\sigma_v}{\sigma_{v\lim}} \right); 0.001 \right\}$, θ étant un coefficient pris égal à 1 pour les murs intermédiaires et 1,1 pour les murs de rives

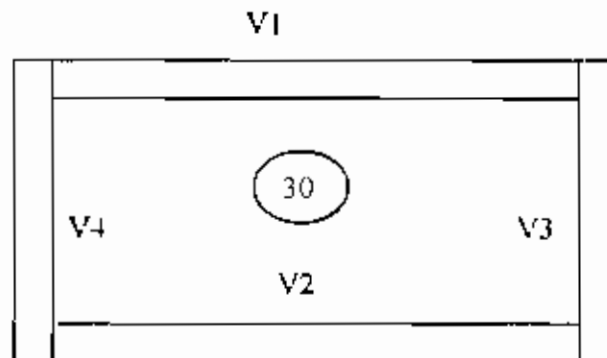
La section A_v se trouve répartie sur les deux faces.

- des armatures horizontales $A_{h\min}$ placées parallèlement aux faces du mur, espacées au plus de 33cm et sont réparties uniformément. Elles sont déduites du pourcentage minimal ρ_h . $\rho_h \geq \max \left(\frac{2}{3} \rho_v; 0.001 \right)$.
- des armatures transversales, A_t , dont le rôle est de retenir les armatures verticales. Leur section est prise en compte dans le calcul de N_{ulim} .

Φ_v (mm)	A_t	
	Nombre	Φ_t (mm)
≤ 12	4/m ²	6
$12 \leq \Phi_v \leq 20$	$e \leq 15 \Phi_v$	6
> 20	$e \leq 15 \Phi_v$	8

1.4. Ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur monte voiture :

Le poids de référence de la voiture fourni par le maître d'œuvre est de 3500kg. La cage est couverte par une dalle d'épaisseur 30cm.



Données du problème : V1 et V2 : $d=6,80m$; $e=20cm$; H étage = $3,3m$

V3 et V4 : $d=4,30m$

a) Evaluations des contraintes dans le mur :

Contraintes dues au poids propre de l'ascenseur

$$g=0,3 \times 25 + 6 = 13,5 \text{ kN/m}^2$$

Répartissons au m^2 la charge de la voiture : $35 \text{ kN} / (6,80 \times 4,30) = 1,19 \text{ kN/m}^2$. Or les normes AFNOR fournissent comme charges d'exploitation $Q=3,5 \text{ kN/m}^2$, on pourrait alors retenir cette dernière.

$$\text{D'où } P_u = 13,5 \times 1,35 + 3,5 \times 1,5 \quad P_u = 23,47 \text{ kN/m}^2$$

En appliquant le principe des surfaces tributaires, on évalue les charges linéiques sur chaque refend. L'effet du vent est considéré comme négligeable.

- o Voiles V1 et V2

$$P_{1,2} = \frac{4,30}{2} P_u = \frac{4,3}{2} \times 23,47 = 50,46 \text{ kN/m}$$

- o Voiles V3 et V4

$$P_{3,4} = \frac{4,3}{2} \times 23,47 = 50,46 \text{ kN/m}$$

La contrainte dans chaque voile est de : $\sigma_{1,2} = \sigma_{3,4} = \frac{50,46}{0,2} = 252,303 \text{ kPa}$

Contraintes dues aux poids propres des voiles

Les charges maximales sont évaluées aux sous-sols. La hauteur de la structure à partir du plancher bas sous-sol est $26,5m$.

Contrainte de calcul : $25 \times 26,5 = 662,5 \text{ kPa}$

Sommation : Contraintes totales : $662,5 + 252,303 \quad \sigma_c = 914,808 \text{ kPa}$

b) Calcul des armatures :

En référence au DTU 23-1, on considère une bande de 1m de largeur et le résultat trouvé sera rapporté sur toute la largeur de la voile.

○ Effort normal $N_{Uj} = \sigma_v \times e \times 1m = 914,308 \times 0,2 \times 1$ $N_u = 182,86kN$

○ Longueur de flambement $l_f = 0,8l_0$

Comme étalé dans la méthodologie de calcul, pour un mur armé, encasté en tête et en pied avec un plancher de part et d'autre ou avec un plancher d'un seul côté : $l_f = 0,8l_0$.

l_0 sera prise égale à la hauteur d'un étage qui est en fait la hauteur libre des voiles du fait de l'encastrement des poutres ou des voiles au niveau des planchers.

$l_f = 0,8 \times 3,3 = 2,64m$

○ $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{e} l_f = \frac{2,64 \times \sqrt{12}}{0,2} = 45,73$

○ $\lambda \leq 50$ alors $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{45,73}{32} \right)^2} = 0,692$

▪ Armatures verticales A_v :

La section d'armatures verticales est donnée par :

$$A_v = \frac{\left[\frac{0,85 N_{Uj}}{\alpha} - \frac{B_v f_{bu}}{0,9} \right]}{\frac{0,85 f_c}{\gamma_s}} = \frac{\left[\frac{0,85 \times 0,183}{0,692} - \frac{0,18 \times 14,2}{0,9} \right]}{\frac{0,85 \times 500}{1,15}} = -0,0071$$

$A_v < 0$, le béton seul suffit pour reprendre l'effort de compression. Mais dans les règles de l'art, un ferrailage minimal sera mis en place. Il est déduit du pourcentage minimal.

$$\rho_v = \max \left\{ 0,0015 \frac{400 \times 1}{500} (3 \times 0,75 - 1); 0,001 \right\} = 0,0015$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{d \cdot e} \Rightarrow A_v = \rho_v \cdot d \cdot e = 0,0015 \times 100 \times 20 \quad A_v = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6HA10 (4,71cm²), avec 3 barres dans chaque face pourrait être retenu pour le ferrailage.

Espacement des barres : $\frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \in [40; 33]$

Les dispositions de ferrailage sont bonnes.

- *Armatures horizontales A_h :*

Elles sont déduites de ρ_h : $\rho_h = \max\left(\frac{2}{3}\rho_v; 0.001\right) = 0.001$

$$\rho_h = \frac{A_h}{d \cdot l} \Rightarrow A_h = \rho_h \cdot d \cdot l = 0.001 \times 100 \times 20 \quad A_h = 2 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 411 \text{ A8/m par face.}$$

L'espacement max des barres doit être inférieur à 33cm.

NB : En ce qui concerne le voile V2, du fait de l'ouverture au sous-sol, elle sera calculée en poutre à voile fléchie. Un ferrailage minimum suffirait vu la hauteur utile.

2. Calcul des voiles enterrés du sous sol :

Le bâtiment étant ceinturé sur les trois côtés par la paroi moulée, les voiles enterrées du sous-sol ferment le ceintrage sur la façade maritime à quelques dizaines de mètres de la mer.

Ces voiles sont soumis d'une part à la poussée des terres et d'autre part à la poussée hydrostatique résultant du niveau de la nappe qui favorise la poussée horizontale de l'eau sur les éléments. Le sol étant considéré saturé.

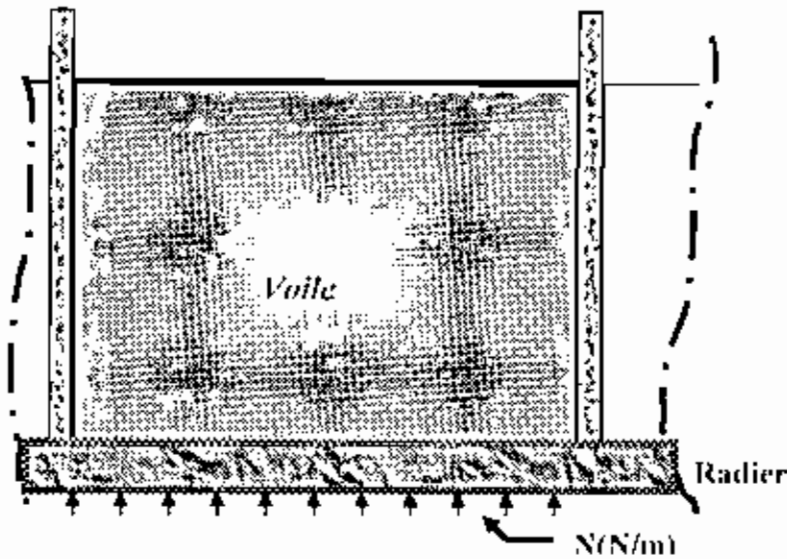
Sur le plan vertical, ils pourraient contenir l'effort du plancher haut sous-sol mais particulièrement ceux de réaction du sol sur les panneaux de rives du radier.

La méthode de calcul fait référence à l'article A-4-5,33 du BAÉL.

Généralement, le calcul de voiles enterrées nécessite deux hypothèses d'études qui sont les suivantes :

- 1) Les voiles sont considérées comme des dalles encadrées sur les quatre côtés et soumises à une flexion dans le sens de la petite inertie
- 2) La seconde hypothèse consiste à les considérer comme des poutres à voiles renversées uniformément chargées sur la longueur (grand côté) et soumise en flexion dans le sens de la petite inertie.

Ces deux hypothèses donnent lieu à un dimensionnement en mur de soutènement ou en poutres à voiles renversées.



Dans le cadre de ce projet, nous avons une paroi moulée à étudier qui n'est rien d'autre qu'un mur de soutènement de grande hauteur. Et il est évident que l'étude sera plus intéressante à ce niveau. De ce fait nous nous proposons d'exposer que le calcul en poutres voiles renversées.

2.1. Calcul en poutres voiles renversées :

Etat de fissurations :

On est en bordure de mer. Nos éléments sont en contact permanent avec le sable marin salé et humide. D'autre part, l'étanchéité des parois implique une non fissuration du béton (rôle de cuvelage étanche). L'étude sera effectuée en fissuration très préjudiciable avec un dimensionnement à l'état limite de service ELS. La contrainte des aciers sera prise égale à la contrainte limite.

Pour des HA fe 500, $\overline{\sigma_s} = 200 \text{MPa}$.

a) Données du problème :

Hauteur des voiles : $h = 2.8 + 0.3 = 3.10 \text{m}$

Épaisseur : $b_s = 30. \text{cm} = 0.3 \text{m}$

Masse volumique du sol, $\gamma_{sol} = 27.3 \text{KN/m}^3$

Masse volumique déjaugée = 17.3KN/m^3

$P_{ser} = 273 \text{KN/ml}$

L'espace en façade maritime étant supposé inexploitable, la charge d'exploitation n'est pas prise en compte.

Un seul exemple sera exposé. Les résultats seront reconduits pour les autres travées.

On considère le voile V16 qui a la plus grande portée. $L = 10.20 \text{m}$

b) Vérification de l'épaisseur :

On doit satisfaire à la condition $b_o > b_{o\limite}$, avec :

$$b_{o\limite} = \max \left\{ 3.75 * \frac{P_s}{f_{c28}} * \frac{l}{h}; 0.14 * \sqrt{\frac{P_s}{f_{c28}}} \right\}$$

$$b_{o\limite} = \max \{0.135; 0.31\} = 31 \text{ cm}$$

On peut maintenir la valeur $b_o = 30 \text{ cm}$

c) Evaluation des sollicitations :

On applique méthode forfaitaire pour obtenir les moments en travée et sur appuis.

$$\text{Le moment } M_o = P_s \frac{l^2}{8} = \frac{273 \times 10.2^2}{8} = 3550.37 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant max } V_{tr} = 273 \times 1.35 \frac{l}{2} = 273 \times \frac{10.20}{2} = 1879.6 \text{ kN}$$

- *Moment sur appuis :*

$$M_w = M_e = 0.5 M_o = 0.5 \times 3550.37 = 1775.12 \text{ kN.m}$$

- *Moment en travée :*

Il faudra d'abord calculer le rapport des charges d'exploitations sur les sommes des charges

$$\text{non pondérées : } \alpha = \frac{q}{g + q} = \frac{100}{273 + 100} = 0.27$$

On a considéré une charge d'exploitation de 100kN/ml pour nous mettre dans les conditions sécuritaires.

d) Calculs des armatures :

Armatures sur appui :

La section d'armatures A_s est donnée par $A_s = \frac{M_{suk}}{Z \times \sigma_s}$ avec avec $z = 0.2 (1 + 2h) = 1.44 \text{ m}$

$$\text{D'où } A_s = \frac{1775.12 \times 10^{-3}}{1.44 \times 200} = 0.00616 \text{ m}^2 \quad A_s = 61.6 \text{ cm}^2$$

Armatures en travée :

Le raisonnement est le même, $A_s = \frac{Mf_{st}}{Z \times \sigma_s}$

$$A_s = \frac{2733,85 \times 10^{-3}}{1,44 \times 200} = 0,00949 m^2 \quad A_s = 94,9 cm^2$$

Armatures verticales :

Elles sont données par la formule $A_v = \rho_v \cdot b_0 \cdot St$ avec :

$$\rho_v = \frac{3}{4} \frac{\tau_{ca}}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \tau_{ca} = \frac{V_c}{b_0 h} = \frac{1,879}{0,3 \times 3,1} = 2,02 MPa$$

$$\rho_v = \frac{3}{4} \times \frac{2,02}{200} = 7,57 \cdot 10^{-3} \quad \text{et} \quad St = 1m = 100cm$$

Ce qui donne $A_v = 7,57 \cdot 10^{-3} \times 30 \times 100$; $A_v = 22,72 cm^2$ soit **11,36 cm²/m/face** correspondant (**6HA16/m/face**).

Vérification de la section minimale

Elle est décrite du pourcentage minimal d'armatures verticales

$$\rho_{v \min} = \frac{A_v}{b_0 \times s_t} \geq \frac{0,8}{f_c} \Rightarrow A_{v \min} = \frac{0,8 \times b_0 \times s_t}{500}$$

$$A_{v \min} = \frac{0,8 \times 30 \times 100}{500} = 4,8 cm^2 \leq A_v$$

Armatures horizontales :

Elles sont établies en deux réseaux :

- o Réseau inférieur

Le pourcentage d'armatures de ce réseau est donné par la formule :

$$\rho_h = 0,5 \left(0,6 + 15 \frac{\tau_{ca}}{f_c} \right) \frac{\tau_{ca}}{\sigma_s}$$

$$\rho_h = 0,5 \left(0,6 + 15 \times \frac{2,02}{25} \right) \frac{2,02}{500} = 3,66 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{h \inf} = \rho_h \times b_0 \times s_t = 3,66 \cdot 10^{-3} \times 30 \times 100$$

$$A_{h \inf} = 10,98 cm^2 \quad \text{soit} \quad 5,49 cm^2 / m / \text{face} ; \quad (5HA12/m/face)$$

Cette section devrait être supérieure à :

$$A_{h \min} = \frac{0,8 \times 30 \times 100}{500} = 4,8 cm^2 \leq A_{h \inf}$$

o Réseau supérieur

Les armatures du réseau supérieur sont calculées à partir de $\rho'_h = 0,6\rho_h$

$$\rho'_h = 0,6 \times 0,00498 = 0,003$$

$$A_{h\text{sup}} = \rho'_h \times b_0 \times s_r = 3 \cdot 10^{-3} \times 30 \times 100$$

$$A_{h\text{sup}} = 9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4,5 \text{ cm}^2 / \text{m/face (6HA10/m/face).}$$

Le plan de ferrailage peut être consulté aux plans annexés.

Tout calcul fait, les plans de coffrage des différents niveaux et la coupe générale peuvent maintenant être dressés ; comme présenté aux annexes 6.

X. LES FONDATIONS :

I. Définitions et généralités :

Les fondations appelées parfois infrastructures constituent la base des ouvrages qui se trouvent en contact direct avec le terrain d'assise. Elles ont pour fonction de transmettre à celui-ci le poids de l'édifice et les surcharges appliquées à la construction.

Le choix du mode de fondation d'un bâtiment est conditionné par de nombreux facteurs ; on peut citer entre autres :

- ✓ La structure du sol,
- ✓ La charge à transmettre au sol,
- ✓ La conception de la superstructure de l'ouvrage,
- ✓ La nature des couches de terrain,
- ✓ Les moyens financiers disponibles.

Suivant la valeur du rapport entre la profondeur d'encastrement D et la largeur de la fondation B , on distingue les fondations superficielles et les fondations profondes.

- Si $\frac{D}{B} \leq 4$ fondations superficielles
- Si $\frac{D}{B} \geq 10$ fondations profondes
- Si $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$ fondations semi profondes. Celle-ci a le comportement intermédiaire entre les deux systèmes cités ci-dessus.

Du point de vue structural, on distingue les semelles filantes ou isolées, les radiers et les pieux (et le micro pieux).

Vis-à-vis du sol, la fondation assurera sa fonction tant que :

- ✓ Son équilibre statique est assuré (pas de glissement, de basculement, ou d'enfoncement de la fondation).
- ✓ Le tassement n'entraîne pas de désordre dans la structure.

Dans les constructions, on rencontre les systèmes de fondations suivantes :

- ✓ Les semelles isolées
- ✓ Les semelles filantes
- ✓ Les radiers
- ✓ Les pieux ou micro pieux

2. Le rapport de sol :

C'est un document assez volumineux, qui ne pourrait être joint en annexe. Nous nous contenterons uniquement d'exposer les grandes lignes ou conclusion de l'étude de sol.

Les investigations faites pour dégager les propriétés du sol sont les suivantes :

- ❖ 4 sondages carottés (2 à 10m, 1 à 30m et 1 à 25m)
- ❖ 4 sondages pressiométriques (dans les mêmes ordres de profondeur).

Pour chacun de ces sondages, on établit la stratigraphique et la coupe géologique type. Cette dernière a été presque la même pour l'ensemble et se résume comme suit :

- *remblai sablo argileux*
- *argile sableuse- latéritique*
- *argile limoneuse*
- *remblai basaltique*
- *marnes jaunâtres à brunâtre*
- *marnes grises à noires.*

2.1. Résumé des essais de laboratoire :

Le PBSS à +2,85m, repose sur la marne noire. De ce fait, nous ne nous attarderons que sur les propriétés géotechniques des marnes pour déterminer le type d'infrastructure à adopter. En annexe, les résultats d'essai de laboratoire des quatre points d'essai sont joints.

MARNES NOIRES :

a) Essais d'identification :

Les teneurs en eau sont variables, de 19 à 39% avec les degrés de saturation très élevés. Les porosités sont bonnes sauf l'échantillon 26,5-27m du point B (0,19), 83 à 93% de grains passe au tamis 50 μ , correspondant à un faciès limoneux dont la teneur en eau varie suivant l'échantillon considéré.

Les poids spécifiques sont très proches dans les échantillons considérés (entre 27 et 27,3kN/m³).

Les sondages pressiométriques révèlent des modules pressiométriques E supérieurs à 1000bars et des pressions limites *pl* comprises entre 23 et 40bars.

b) *Essai de cisaillement :*

Dans la marne noire, la cohésion C est comprise entre 13 et 18kPa alors qu'elle est de 40kPa au point D. L'angle de frottement interne varie entre 16 et 17°.

c) *Essai de compression gonflement :*

La pression de gonflement est très importante. Elle est de l'ordre de 3.1bars avec une pression de consolidation élevée, au delà de 4bars.

3. Etude des systèmes de fondation :

Il est évident que pour ce projet, les fondations superficielles du type semelles isolées ou filantes sont à écarter. Il restera à analyser les systèmes restants à savoir la fondation sur radier et celle sur pieux ou micro pieux (fondations profondes).

3.1. Cas du radier :

Dans la plupart des cas, l'étude est menée approximativement et cela du fait de la difficulté à considérer le chargement réel qui est à l'origine des réactions du sol (chargement trapézoïdale).

Calcul de la capacité portante de la marne noire :

C'est la contrainte à la rupture, c'est-à-dire la charge limite que peut supporter la marne noire. Pour ce faire, nous nous sommes référés à la formule de SKEPTON (cours pratique de mécanique des sols, tome 2 : calcul des ouvrages). Soit q'_d la capacité portante à la rupture :

$$q'_d = \left(1 + 0.2 \frac{D}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \times 5.14C \quad \text{formule dans laquelle :}$$

D : désigne la profondeur d'encastrement de la fondation

B : largeur du radier, L : longueur du radier et C : la cohésion.

$$\text{On obtient alors } q'_{d'} = \left(1 + 0.2 \frac{1}{44,5}\right) \left(1 + 0.2 \frac{44,5}{88}\right) \times 5.14 \times 18$$

$$q'_{d'} = 102.33kPa$$

La capacité admissible brute, est celle avec laquelle sera la vérification. Elle résulte de q'_d en y affectant un coefficient de sécurité de 3 avec ajout du poids des terres dû à l'encastrement.

$$q_{admissible} = \frac{q'_d}{3} + \gamma_s \cdot D$$

γ_s étant le poids volumique sec ou déjaugé : $27-10=17kN/m^3$

$$\text{D'où } q_{admissible} = \frac{102,33}{3} + 17 \times 1 \quad q_{adm,brute} = 51,11kPa$$

Evaluation de la contrainte appliquée sur la surface de la fondation σ_p :

Au PBSS, on a $g = 0,2 \text{ T/m}^2$ et $q = 0,25 \text{ T/m}^2$ sans le poids propre.

En considérant un radier de 1m d'épaisseur, la charge totale qui arrive au sol est estimée à :

$$P = \{(1,2 + 2,5) \times 1,5 + 0,25 \times 1,5\} \times 44,5 \times 88 + 9987,23 \quad P = 35016,2 \text{ T}$$

La surface du radier = $44,5 \times 88 \quad S = 3916 \text{ m}^2$

Soit une contrainte verticale de $\sigma_p = 8,95 \text{ T/m}^2$, soit **89,5 kPa**

On remarque que la contrainte appliquée au sol est de loin supérieure à la capacité portante de la marne noire (calcul à la rupture). La marne n'est pas à apte à supporter l'ouvrage. Le système de fondation sur radier est à éliminer.

Vu d'un autre angle, les études de laboratoire ont montré des pressions de gonflement considérables (3,1bars). Les gonflements qui se manifesteront sans aucun doute seront catastrophiques, à l'image de ce qui se passe au niveau du bâtiment mitoyen.

La solution de fondation superficielle est une solution risquée quelques soient les précautions adoptées. Elle peut également présenter de surcoûts importants si on considère l'ensemble des dispositions constructives à adopter ainsi que les réparations et modifications à apporter aux ouvrages en cas de dommages. Par conséquent nous réaffirmons l'abandon des fondations superficielles.

3.2. Cas des fondations profondes :

a) Définition et généralités :

C'est le système de fondations sur pieux ou barrettes. En fonction de leur mode de réalisation, on distingue :

- Les pieux battus ou fibro-foncés qui sont des pieux préfabriqués en béton armé ou en acier ; ils sont mis en place par battage avec un mouton ou par vibro-fonçage. Ce procédé remanie profondément le sol environnant.
- Les pieux moulés sont réalisés par forage préalable d'un trou dans lequel on coule le béton. Le sol environnant est donc très peu remanié

Un pieu est composé de trois parties :

- La tête du pieu
- La pointe
- Et le fût, compris entre la tête et la pointe

On définit la longueur d'ancrage comme étant la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

L'étude des pieux est complexe dans la mesure où ils peuvent être soumis à différents modes de sollicitation :

- Chargement axial,
- Traction,
- Sollicitation transversale.

De plus, l'interaction entre le sol et le pieu est à prendre en compte, aussi bien sous la pointe que le long du fût, mais aussi d'éventuelles interactions entre pieux.

Les règles complètes de dimensionnement des fondations profondes sont exposées dans le fascicule 62, Titre V (fondations Génie Civil), mais aussi de la norme P 11-212 / DTU 13-2 (Calcul des fondations profondes de bâtiments).

En négligeant les faibles efforts horizontaux, les pieux seront calculés en chargement axial.

Nous cherchons à déterminer la charge verticale maximale ou la pression limite que peut supporter le pieu.

Dans ce qui suit nous considérerons le système de pieux isolés. Pour le mode d'exécution, ils seront forés à la boue. Le matériau constitutif est le béton.

h) Détermination des paramètres des pieux :

b.1. Définitions des paramètres :

Pour un pieu soumis à un chargement axial, la loi de comportement définit deux paramètres fondamentaux :

- ✓ La charge de fluage Q_c , qui est l'effort calculé à l'état limite de service (ELS)
- ✓ La charge limite Q_u , à partir de laquelle est déduite Q_c .

La plus importante Q_u se décompose en un terme représentant l'effort mobilisable sous la pointe du pieu (Q_{pu}) et un terme représentant l'effort mobilisable par frottement latéral sur le fût du pieu (Q_{su}).

Les combinaisons qui lient ces paramètres sont les suivantes :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad \text{et} \quad Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} \approx \frac{1}{2}Q_{pc} + \frac{1}{1.5}Q_{sc} \quad (\text{pieux forés})$$

Traduisant les coefficients de sécurité 0.5 et 0.7 affectés respectivement à l'effort de pointe et à l'effort latéral. Le plus souvent le terme de pointe est négligé du fait de sa diminution en profondeur.

b.2. Calcul des paramètres : Capacité portante et le facteur de pointe :

$$\diamond Q_{TW} = A \times q_U$$

où A désigne la section du pieu et q_U est la contrainte de rupture sous la pointe.

$q_U = k_p \times PI_c^s$; PI_c^s étant la pression limite nette équivalente ou la pression moyenne dans la zone située autour de la base du pieu (calculé à l'aide de l'essai pressiométrique). k_p est appelé facteur de portance lié à l'essai pressiométrique. Sa valeur est fixée en fonction de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu.

$$\diamond Q_{SL} = P \int_0^D q_s(z) dz$$

où P est le périmètre du pieu et q_s , la contrainte limite de frottement latéral. Pour les sols cohérents, $q_s = \beta \times C_u$, β est un coefficient dépendant du matériau de l'élément, pris égal à 0.7 pour les pieux en béton et 0.5 pour ceux métalliques.

REMARQUES :

Lorsque le pieu traverse une couche de sol compressible et a sa pointe fondée sur un sol résistant, le tassement lié à une surcharge sur le sol compressible, provoque un frottement négatif, f_n (dirigé vers le bas) sur le fût du pieu qui surcroît l'effort sur la pointe. Par contre, si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif, f_p vers le haut.

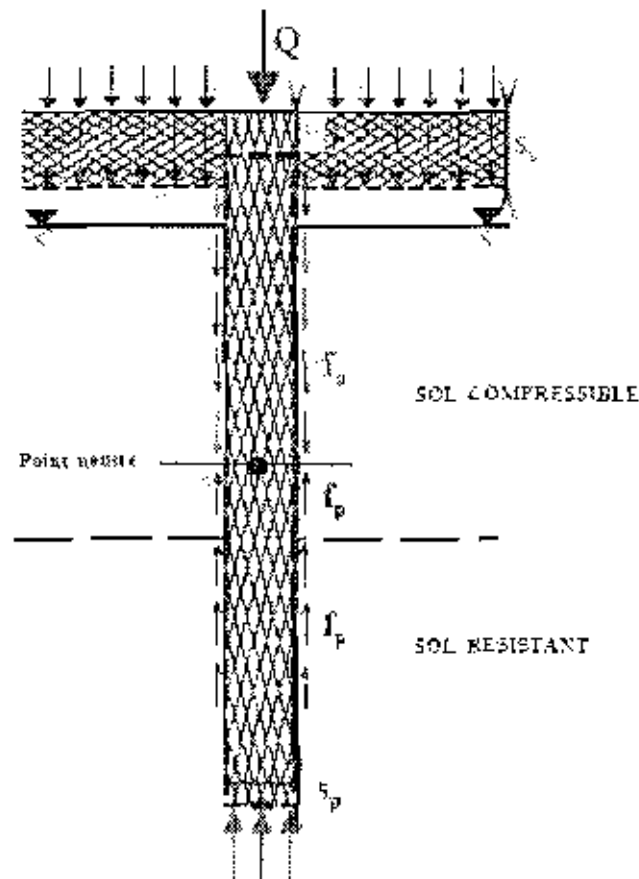


Fig 8 : Mécanismes des frottements latéraux positifs et négatifs

$$f_n = P \int_0^{z_p} K \cdot \tan \delta \cdot \sigma_v \cdot dz, \quad \sigma_v(z) \text{ est la contrainte effective verticale à la cote } z \text{ et } P \text{ le}$$

périmètre du pieu $K \cdot \tan \delta$ dépend de la nature du sol traversé.

L'impact du frottement négatif est négligeable si les tassements ne dépassent pas 2cm.

c) Calcul des tassements :

Nos tassements seront calculés en utilisant la théorie de l'élasticité à partir d'essai pressiométrique.

Dans le cas d'un sol homogène comme le notre, le tassement final S_f se calcule en le décomposant en un tassement sphérique ou tassement de consolidation S_c et un tassement déviatorique S_d .

$$S_f = S_c + S_d \text{ avec } S_c = \frac{\alpha \cdot Q_n \cdot \lambda_v \cdot B}{9E_{st}} \text{ et } S_d = \frac{2 \cdot Q_n \cdot B_0}{9E_{st}} \left(\frac{B}{B_0} \lambda_{st} \right)^{1/2}$$

E_{st} : module pressiométrique (=1140.5 pour le sondage C)

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (=0.667 pour la marne noire)

σ_{ru} : contrainte à la base = 0,17bars.

Q : Contrainte appliquée = 1.5bars ; Q_n : contrainte nette = 1.33bars.

B : largeur de la fondation = 48m ; B_0 : contrainte de référence = 0.6m

λ_c et λ_d étant des coefficients de forme qui dépendent du rapport $\frac{L}{B}$, pris égal à 1,00.

L'application aux quatre sondages donne les résultats suivants :

Sondage	A	B	C	D
Sc (mm)	2.56	3.52	4.15	2.86
Sd (mm)	1.78	2.46	2.85	1.99
Sf (mm)	4	6	7	5

Tableau 7 : Tassement final des échantillons

Ce sont les conclusions d'une fondation sur radier de 1m d'épaisseur avec une contrainte appliquée de 1,5bars.

Les tassements absolus sont faibles (maximum=7mm) pour la contrainte appliquée. Les tassements différentiels n'excèdent pas 3mm.

La contribution du terme de frottement négatif sera négligeable dans le calcul de la capacité portante des pieux.

d) Pieux proposés :

d.1. Section et longueur d'ancrage :

Nous adoptons des pieux en béton et forés à la boue (entièrement ancrés dans la marne noire).

Dans ce qui suit, nous avons mené les calculs avec trois diamètres ($\Phi 800$; $\Phi 1000$ et $\Phi 1200$) et évalué les efforts mobilisables suivant la profondeur Z.

Après ceci, suivant les charges recueillies au bas des poteaux du plancher haut sous-sol, on placera le pieu approprié.

✓ Echantillon A :

$$\circ Q_{rv} = A \times q_v = \left(\frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \right) \cdot K_r \cdot Pl_e$$

$Pl_e = 3.6 \text{ MPa}$; les éléments étant forés à la boue, $K_r = 1.6$

$$\text{D'où } Q_{rv} = 4,52 \cdot \Phi^2$$

$$\circ Q_{sv} = P \int_0^z q_s(z) dz = \pi \cdot \Phi \int_0^z (\beta \cdot C) dz$$

$\beta = 0.7$ pour les pieux en béton et $C = 13$ $Q_{sv} = \pi \cdot \Phi \times 0.7 \times 13 \times Z = 28,6 \cdot \Phi \cdot Z$

	$Q_{rv} (t)$	$Q_{sv} (t)$
$\Phi 800$	2,81	31,66.Z
$\Phi 1000$	4,39	39,58.Z
$\Phi 1200$	6,32	47,49.Z

✓ Echantillon B :

$$\circ Q_{rv} = A \times q_v = \left(\frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \right) \cdot K_r \cdot Pl_e$$

$Pl_e = 3.5 \text{ MPa}$; $K_r = 1.6$ D'où $Q_{rv} = 4,39 \cdot \Phi^2$

$$\circ Q_{sv} = P \int_0^z q_s(z) dz = \pi \cdot \Phi \int_0^z (\beta \cdot C) dz$$

$\beta = 0.7$ et $C = 18$ alors $Q_{sv} = \pi \cdot \Phi \times 0.7 \times 18 \times Z = 39,58 \cdot \Phi \cdot Z$

	$Q_{rv} (t)$	$Q_{sv} (t)$
$\Phi 800$	2,81	31,66.Z
$\Phi 1000$	4,39	39,53.Z
$\Phi 1200$	6,32	47,49.Z

✓ Echantillon C :

Même résultats que l'échantillon B

✓ Echantillon D :

$$\circ Q_{pu} = A \times q_u = \left(\frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \right) \cdot K_p \cdot Pl_e^x$$

$$Pl_e = 3.8 \text{ MPa} ; K_p = 1,6. \quad \text{D'où } Q_{pu} = 4,77 \cdot \Phi^2$$

$$\circ Q_{su} = P \int_0^D q_s(z) dz = \pi \cdot \Phi \int_0^D (\beta C) dz$$

$$\beta = 0,7 \text{ et } C = 40 \text{ alors } Q_{su} = \pi \cdot \Phi \times 0,7 \times 40 \times Z = 87,96 \cdot \Phi \cdot Z$$

	$Q_{pu}(T)$	$Q_{su}(T)$
$\Phi 800$	3,05	70,36.Z
$\Phi 1000$	4,47	87,96.Z
$\Phi 1200$	6,86	105,55.Z

Les efforts sont évalués par pas de 1m.

Le choix du pieu à adopter aux bas des points de recueil des charges dépend du résultat de la comparaison entre la charge appliquée et la capacité portante du pieu qui doit être supérieure à l'effort qui lui est transmis.

Analyse et commentaires :

Nous remarquons une dispersion très élevée entre les trois échantillons, plus particulièrement les résultats aux points D. Pour un même diamètre et à la même profondeur la capacité portante du pieu de l'échantillon D vaut plus que le double de celle de B.

De ce fait, nous recommandons la réalisation de nouveaux sondages entre le point D et le point B.

A notre niveau, nous considérerons le cas le plus défavorable : les résultats obtenus au niveau du point A.

Logiquement on aurait du avoir autant de profondeurs que de charges. Pour une harmonisation, nous nous calons à la profondeur de 25m et suivant la charge transmise au pieu, nous adoptons le diamètre adéquat.

A 25m, on a :

Pieux	$\phi 800$	$\phi 1000$	$2\phi 800$
Capacité portante (T)	391	502	782
Massif associé	M1	M2	M3

Tableau 8 : Massifs et Valeurs de capacité portante des pieux

Les résultats détaillés des efforts mobilisables sont disponibles dans les tableaux en annexe 5.

d.2. Les armatures :

Les pieux peuvent ne pas être armés si les efforts appliqués se réduisent à une sollicitation de compression centrée sur l'axe théorique du pieu. C'est le cas des pieux non soumis à des efforts horizontaux (bâtiment dans la plupart des situations).

A leurs opposés, les pieux soumis à des efforts de flexion ou de traction (ex : frottement négatif important) doivent être armés sur toute leur longueur (aciers longitudinaux et transversaux).

Quelque soit le mode de sollicitation, un ferrailage minimale est imposé :

- on ancre aux moins 4 barres (Φ_{min}), de longueur minimale $2m$, en attente piquées dans le béton frais et disposés au sommet d'un carré.
- La section minimale d'armatures longitudinales est donnée par le tableau suivant :

	Pieux forés $\phi \leq 0,80m$ Autres pieux exécutés en place, tous diamètres	Pieux forés	
		$\Phi \leq 1,100m$	$\Phi > 1,100m$
Amin	0,005B	25cm ²	0,0025B

B : section nominale du pieu

Tableau 9 : Section minimale d'armatures d'un pieu

Revenons à nos sections de pieux retenus plus haut :

Pieux	$\phi 800$	$\phi 1000$	$\phi 1200$
As (cm ²)	12,57	19,63	28,27
Armatures longitudinales	4HA16	4HA25	6HA25
Armatures transversales (cerceles ou cercees)	HA10	HA12	HA16

Section d'armatures des pieux (ferrailage minimal)

Comme on a des pieux forés à la boue et du fait de l'environnement salin, nous retiendrons un enrobage minimal de 8cm.

La distance minimale entre nos barres longitudinales doit être supérieure ou égale à 10cm.

d.3. Le recépage :

Le recépage, c'est un traitement de la tête de pieu pour assurer une bonne transmission des charges provenant des voiles ou des poteaux à la fondation profonde. La finalité est un recentrage de la charge pour mieux justifier le dimensionnement du pieu sous une charge concentrée axiale.

Il consiste à :

- A détruire la partie supérieure de la tête de pieu pour régler l'arase du pieu à la bonne cote altimétrique :
- A supprimer les matériaux dégradés de la tête dans le cas de pieux préfabriqués Ou encore à éliminer les zones polluées (terre, boue de forage) pour un pieu coulé en place.

C'est dans ce cadre qu'il faut intégrer la mise en place des massifs de pieux.

❖ Les massifs de pieux :

Ils sont aussi appelés *semelles sur pieux*. Ces superstructures sont bien différentes dans le domaine des travaux publics (piles et culées de pont par exemple) et dans celui des bâtiments (poteaux et voiles porteurs).

Le ferrailage des massifs de pieux est calculé comme des *semelles de fondation*.

Les semelles sont soumises à une charge concentrée P_u provenant des poteaux de dimensions $a \times b$ et les sollicitations provenant du plancher bas sous sol. Les armatures sont déterminées par la méthode des bielles.

❖ Dimensions et ferrailage des massifs de pieux:

Soit D le diamètre du pieu. On pose $D^* = 0,9D$. La hauteur de la semelle est donnée par :

$$h \geq \max \left\{ \frac{(D^* - a)}{4}, \frac{(D^* - b)}{4}, D^* \right\} + 0,05m$$

$$\phi 800 : h \geq \max \left\{ \frac{(0,8 \times 0,9 - 0,3)}{4}, \frac{(0,8 \times 0,9 - b)}{4}, 0,8 \times 0,9 \right\} + 0,05m \quad a \geq b$$

$$h = 0,72 + 0,05 = 0,77m ; \text{ on prend } h = 80cm.$$

Par un raisonnement analogue, on obtient le tableau suivant :

Pieux	$\Phi 800$	$\Phi 1000$	$2\Phi 800$
Hauteur massif (cm)	80	80	120
Massif de référence associé	M1	M2	M3
Dimensions massifs	120x120	140x140	360x120

Le terme *référence* se justifie par le fait que les dimensions d'un poteau peuvent ne pas être adéquates avec le massif qui correspondrait au pieu installé. En d'autres termes, on peut installer un M3 sur un $\Phi 1000$.

Les sections d'armatures inférieures à mettre en place suivant les directions des cotés a et b

sont données par : $A_a = \frac{P_u(D^2 - a)}{8d\sigma_s}$ et $A_b = \frac{P_u(D^2 - b)}{8d\sigma_s}$

d étant la hauteur utile de la semelle. Et les sections d'armatures trouvées ne devront pas être inférieures aux valeurs suivantes :

- armatures horizontales inférieures et supérieures : $4 \text{ cm}^2/\text{m}$ de largeur ;
- armatures verticales : $2h \text{ cm}^2/\text{m}$ et par face (h en m)
- armatures horizontales intermédiaires : $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de face verticale.

Pieux	$\Phi 800$	$\Phi 1000$
P_u (T)	391	502
A_a (cm ²)	14,26 (6HA16)	18,03 (6HA20)
A_b minimale (cm ²)	4,8 (6HA10)	5,6 (6HA12)
A_s verticale par face	1,92 (6HA8)	1,92 (6HA8)

Tableau 10 : Ferrailage des massifs de pieux

La dimension minimale de b étant supérieure à 0.8m ; le calcul conduit à un ferrailage minimal. On pourrait dès lors uniformiser en posant $A_a = A_b$.



4. Dispositions relatives au phénomène de gonflement du sol de fondation :

Comme confirmée par les essais de laboratoires, la pression de gonflement de la marne noires est très élevée, voire excessive ($3,1bars$). Ceci justifie d'avantage l'état des fissures notées au niveau des constructions environnantes. Pour se mettre totalement à l'abri d'éventuels dommages des gonflements, la mise en place d'un **dallage sinistré** est retenue.

C'est un système adapté aux dallages sur sols gonflants (soulèvement de la dalle) ou sols successibles au retrait (affaissement ou tassement). Il consiste à faire reposer la dalle sur du BIOCOPRA VS. Le Biocofra VS est composé de carton recyclé et très résistant à l'état sec. Dès qu'il est humide, cette résistance est supprimée. Le Biocofra VS devient instantanément compressible, et permet la déformation du sol sans retransmettre la plus petite contrainte sous le plancher porté. De plus, le Biocofra VS étant biodégradable, il laissera un vide égal à son épaisseur (30cm pour notre projet).

Alternative au vide sanitaire traditionnel, cette technique, une fois le coffrage détruit, permet d'avoir un espace libre pour les déformations entre la dalle et le sol.

Conséquence :

La conséquence fondamentale de ce procédé sur l'étude est que le plancher bas sous sol sera calculé comme les autres planchers.

APPUIS	CHARGES RECUES Nser (T)	PIEU A INSTALLER	
		Φ	Massif
K14	102,09	Φ800	M1
K15	262,59	Φ800	M3
K16	550,80	2Φ800	M3
K17	559,91	2Φ800	M3
K18	609,52	2Φ800	M3
K21	335,74	Φ1000	M2
K22	317,77	Φ1000	M2
K29	64,75	Φ800	M1
K30	121,52	Φ800	M1
K31	68,74	Φ800	M1
K32	79,91	Φ800	M1
K33	206,85	Φ800	M1
K34	434,27	2Φ800	M3
K35	183,14	Φ800	M1
K36	78,90	Φ800	M2
K37	281,96	Φ1000	M2
K38	232,46	Φ1000	M2
K39	232,36	Φ1000	M2
K40	55,82	Φ800	M1
K41	127,14	Φ800	M1
K42	200,21	Φ800	M1
K43	82,95	Φ800	M1
K44	449,77	2Φ800	M2
K45	75,81	Φ800	M1
K46	75,81	Φ800	M1
C2	273,95	Φ1000	M2
C4	231,54	Φ800	M1
C5	127,56	Φ800	M3
C6	84,09	Φ800	M1
C9	284,79	Φ1000	M2
C12	255,63	Φ800	M1
C13	280,47	Φ1000	M3
C17	137,95	Φ800	M1
C22	158,27	Φ800	M1

Tableau 11 : Implantation des massifs en tête de pieu

5. Stabilité interne des pieux :

On vérifie que l'effort normal agissant maximal est N_{max} est inférieur à l'effort normal résistant N .

Pour les pieux en béton, on vérifie que la contrainte moyenne de compression ne dépasse pas $0,3.f^*c$, avec $f^*c = 0,77fc$. $f_c^{\otimes} = 0,77.f_{c28}$

La valeur de N est alors donnée par $N = 0,3.f_c^{\otimes} \times B$

Pour $f_{c28} = 25MPa$: $f_c^{\otimes} = 19,25MPa$

Pieu	$\phi 800$	$\phi 1000$
N (MN)	2,9	4,5
N_{max} (MN)	2,63	3,36
La condition est vérifiée pour les deux sections		

Tableau 12 : Stabilité interne des pieux

Dans le cadre de ce projet, nous nous limitons à cette justification. Cependant l'analyse ou l'étude des pieux dans leur ensemble est beaucoup plus large : un plan d'exécution des pieux, le implantation, le bétonnage et le plan de pilotage sont entre autres des points à étudier.

XI. ETUDE DU MUR DE MUR DE SOUTÈNEMENT :

1. Généralités :

Les murs de soutènement sont des constructions destinées à éviter l'éboulement ou le glissement d'un talus de terrain trop pentu. Ils sont employés en site montagneux pour protéger les chaussées contre les éboulements de terres et en site urbain pour réduire l'emprise des talus.

A l'arrière du mur, les terres retenues engendrent sur l'écran un *effort de poussée*. Le terrain situé devant le mur pourra mobiliser un *effort de butée*.



Fig 9 : Poussée et Butée

Les murs de soutènements sont classés en plusieurs catégories selon la façon de reprendre les efforts de poussée. Nous pouvons citer entre autres :

- ✓ La poussée est *reprise* par le poids de l'ouvrage: mur poids en béton ou en maçonnerie,
- ✓ La poussée est *reprise* par encastrement dans le terrain : mur cantilever en béton armé, paroi moulée, rideau de palplanches berlinoise,
- ✓ La poussée est *reprise* par l'ancrage du mur : mur en béton armé ancré, paroi moulée ancrée, rideau de palplanches ancrée, paroi clouée.

2. La paroi moulée :

C'est une paroi en béton armé réalisé dans une tranchée forée à la botte dont la fonction est de maintenir les parois de l'excavation. Le forage est exécuté à l'aide d'une benne perceuse guidée verticalement et éventuellement d'un trépan (perceuse) pour les terrains durs. La paroi est coulée en place après descente d'une cage d'armatures dans la tranchée ou préfabriquée. Cependant, les parois préfabriquées permettent d'obtenir une bonne qualité du parement de l'ouvrage.

3. Dimensionnement du mur :

Sol : $\varphi = 17^\circ$; $\sigma_{sol} = 202,3 \text{ kPa} = 0,202 \text{ MPa}$; γ_{sol}

On considère une charge d'exploitation 250 daN/m^2 .

Hypothèses de calcul :

On considère un raidissement par deux niveaux. Autrement dit les planchers constituent des butoirs pour le mur.

$$H = 3,3 \times 2 = 6,60 \text{ m} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \text{ HA, Fe } 500 \text{ MPa} ;$$

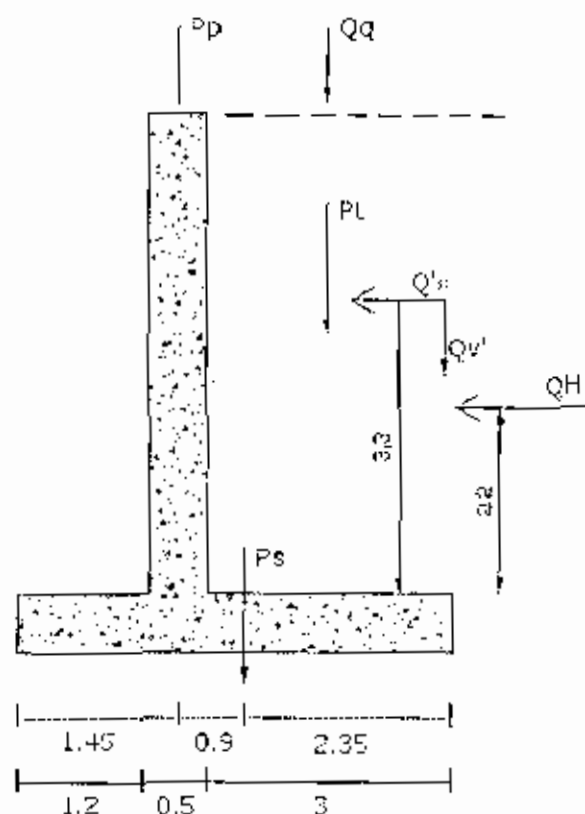


Fig 10 : Positionnement des forces exercées sur le mur

a) Combinaison d'actions :

Combinaison à considérer :

- stabilité des murs au glissement : $(S1) = G + 1.5Q$
- vérification de la contrainte au sol (état limite de résistance des sections).

$$(S2) = 1.35G + 1.5Q$$

b) Calcul des actions :

Les actions à considérer :

P_p = Poids propre du parement vertical du mur.

P_s = Poids propre de la semelle du mur.

P_t = Poids des terres au dessus de la semelle.

Q_q = résultantes des charges d'exploitation au dessus de la semelle.

Q_H = poussée horizontale du terrain.

Q_V = poussée verticale du terrain.

Q_H' = poussée horizontale de la surcharge d'exploitation.

Q_V' = poussée verticale de la surcharge d'exploitation.

Ces actions ont pour valeur :

$$P_p = 0.5 \times 6.10 \times 2500 = 7625 \text{ daN/m soit } 7.625 \text{ t/m ;}$$

$$P_s = 0.5 \times 4.70 \times 2500 = 5875 \text{ daN/m soit } 5.875 \text{ t/m ;}$$

$$P_t = 3.00 \times 6.10 \times 1700 = 31110 \text{ daN/m soit } 31.11 \text{ t/m ;}$$

$$Q_q = 3.00 \times 250 = 750 \text{ daN/m soit } 0.75 \text{ t/m ;}$$

Évaluation des coefficients de poussée par la formule de Jaki

$$k = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(17^\circ) = 0.71$$

$$\Rightarrow Q_H = 1700 \times \frac{6.6^2}{2} \times 0.71 = 26288 \text{ daN/m soit } 26.3 \text{ T/m ;}$$

$$Q_V = Q_H \times \tan(\varphi) = 8037 \text{ daN/m soit } 8.04 \text{ t/m ;}$$

$$Q_H' = 250 \times 6.60 \times 0.71 = 1171 \text{ daN/m soit } 1.171 \text{ T/m ;}$$

$$Q_V' = Q_H \times \tan(\varphi) = 358.01 \text{ daN/m soit } 0.358 \text{ T/m ;}$$

c) Etat limite de stabilité du mur :

La combinaison d'action (S1) déjà posée conduit aux sollicitations globales suivantes :

Résultante verticale :

$$N = P_p + P_s + P_t + 1.5 Q_q + Q_V + 1.5 Q_V'$$

$$N = 49.97 \text{ T} = 0.4997 \text{ MN} \quad N = 0.4997 \text{ MN}$$

Résultante horizontale :

$$H = Q_H + 1.5 Q_H' = 28.56 \text{ T} = 0.286 \text{ MN} \quad H = 0.286 \text{ MN}$$

$$\text{Avec un angle de frottement sol-béton de } 45^\circ : \frac{N \cdot \tan \varphi}{H} = \frac{0.5}{0.286} = 1.74 \geq 1.5 \text{ donc la}$$

condition de non glissement est vérifiée.

d) Vérification de la contrainte du sol :

La combinaison d'action (S2) conduit, au droit du centre de gravité de la semelle, aux sollicitations suivantes :

- Effort tranchant :

$$N=1.35*(P_p+(P_s+Q_v))+1.5*(Q_q+Q'_v) \quad N=72.7 \quad T=0.72MN$$

- Moment de renversement M_R par rapport au centre de gravité :

$$M_R=1.35[(Q_H*2.2)+(P_p*0.9)]+1.5(Q'_H*3.3) \quad M_R=93.03T.m$$

- Moment stabilisateur : M_S

$$M_S=1.35 [(Q_v*2.35)+(P_t*0.85)]+1.5[(Q'_v*2.35)+(Q_q*0.85)] \quad M_S=63.42T.m$$

-Moment résultant: $M=M_R-M_S=29.61T.m \quad M=0.296MN.m$

-Excentricité de l'effort normal : $e=M/N=0.407 < 4.70/6=0.78$

On en déduit les contraintes sur le sol :

$$\sigma_{sol \max}=N/A+6M/A^2=0.186MPa \text{ et } \sigma_{sol \min}=N/A-6M/A^2=0.025MPa$$

$$\sigma_{sol \min}=0.025MPa \quad \delta_{sol \max} < \sigma_{sol} = 202.33KPa = 0.202MPa$$

Le sol peut supporter la paroi moulée.

e) Vérification du non poinçonnement du sol :

$$\text{Calculons } \sigma_{v,4} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.202MPa$$

On remarque la contrainte $\sigma_{v,4} = p_{v,4}$ est inférieure à la contrainte du sol (0,20233MPa). La condition de non poinçonnement est vérifiée.

f) Détermination des ferrillages :

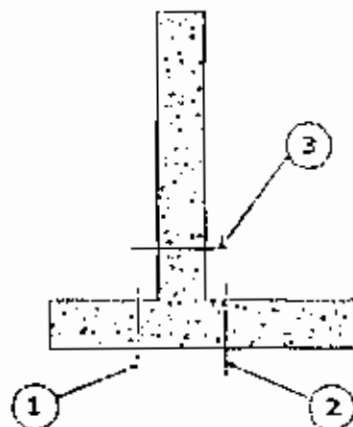
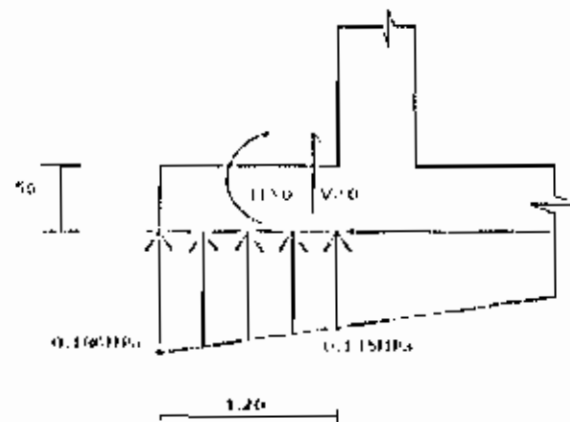


Fig. 11 : Sections de calculs des armatures

On détermine les ferrailages au droit des sections indiquées sur le schéma ci-dessus.

❖ *Section 1 :*



Les actions à considérer sont celles dues au poids propre de la semelle et à la réaction du sol.

Moment dû au poids propre du sol :

$$M_1 = -P_s \cdot 1.20 / 4.70 \cdot 1.20 / 2 \cdot 1.35 = -0.012 \text{ MN.m}$$

Effort tranchant correspondant

$$V_1 = -P_s \cdot 1.20 / 4.70 \cdot 1.35 = -0.02 \text{ MN} = 2 \text{ T}$$

Sollicitations dues aux réactions du sol :

$$M_2 = [0.145 \cdot (1.2)^2 / 2] + [0.186 - 0.145] \cdot (1.2) / 3 = 0.124 \text{ MN.m} \quad M_2 = 12.4 \text{ T.m}$$

$$V_2 = [0.145 \cdot 1.2] + [(0.186 - 0.145) \cdot 1.2 / 2] \quad V_2 = 0.1986 \text{ MN} = 19.86 \text{ T}$$

En somme on a : $M_u = M_1 + M_2 = 11.19 \text{ T.m} = 0.1119 \text{ MN.m}$ et $V_u = V_1 - V_2 = 17.86 = 0.1786 \text{ MN}$

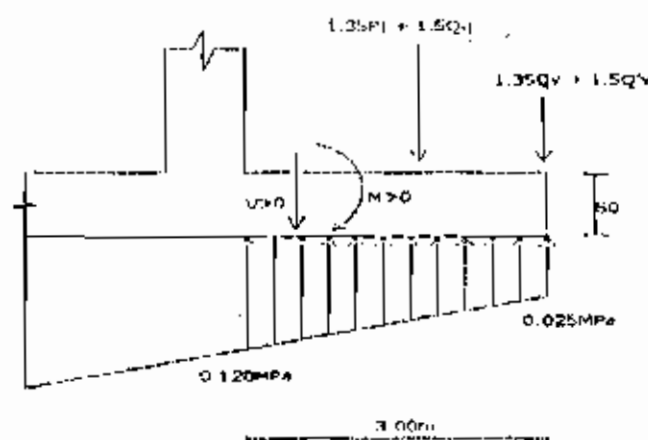
Le moment $M_u = 0.1119 \text{ MN.m}$ est équilibrée par $A_s = 5.84 \text{ cm}^2/\text{m}$ Soit 6HA12/m (6.79 cm^2)

$$\zeta = V_u / (b \cdot d) = 0.1786 / (1 \cdot 0.45) = 0.39 \text{ MPa}$$

$$0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{ d'où } \zeta_u < 0.05 f_{c28}$$

Les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

❖ *Section 2 :*



Sollicitations dues au poids propre de la semelle :

$$M_1 = +P_s \cdot 3.00 / 4.70 \cdot 3.00 / 2 \cdot 1.35 = 7.59 \text{ T.m} = 0.0759 \text{ MN.m} \quad M_1 = 0.0759 \text{ MN.m}$$

$$V_1 = +P_s \cdot 3.00 / 4.70 \cdot 1.35 = 5.06 \text{ T} = 0.0506 \text{ MN} \quad V_1 = 0.0506 \text{ MN}$$

Les autres sollicitations sont :

$$M_2 = -[0.025 \cdot (3.00)^2 / 2 + (0.128 - 0.025) \cdot (3.00)^2 / 6] + 3.00 / 2 [1.35 P_t + 1.5 Q_q] + 3 \cdot [1.35 Q_v + 1.5 Q'v]$$

$$M_2 = 0.72 \text{ MN.m}$$

$$V_2 = -[0.025 \cdot 3 + (0.128 - 0.025) \cdot 3 / 2] + [1.35 \cdot P_t + 1.5 Q_q] + [1.35 Q_v + 1.5 Q'v]$$

$$V_2 = 0.41 \text{ MN}$$

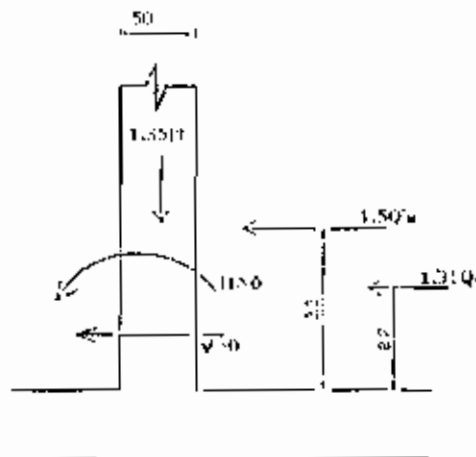
$$M_{11} = M_1 + M_2 = 0.796 \text{ et } V_{11} = V_1 + V_2 = 0.4606$$

$$N_{11} = 0.796 \text{ MN} \quad A_s = 48.81 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ soit } 6 \text{ HA } 32 / \text{m}$$

$$\tau = V_u / (b_0 d) = 0.36 / (1 \cdot 0.45) = 1.02 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures transversales.

❖ Section 3 :



Les sollicitations sont les suivantes :

$$1.35 Q_{11} \cdot 2.2 + 1.5 \cdot Q'_{11} \cdot 3.3 = 1.21 \text{ MN.m}$$

$$V = 1.35 Q_{11} + 1.5 \cdot Q'_{11} = 0.372 \text{ MN} \text{ et } N = 1.35 P_p = 0.103 \text{ MN}$$

Le calcul en flexion composée donne comme note de calcul :

$$A_{s1} = 115.3 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ soit } 14 \text{ HA } 32 / \text{m}$$

$$A_{s2} = 34 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ soit } 7 \text{ HA } 25 / \text{m}$$

Un raidissement par niveau aboutirait à un ferrailage moins dense car les moments seront considérablement réduits

g) Commentaire :

Dans nos calculs, nous avons négligé la butée, les forces à l'avant du mur. En réalité, elles ne sont pas du tout négligeables. Les ouvrages ou les locaux en contact avec la paroi atténuent et participent à la stabilité d'ensemble de la structure, et particulièrement annulerait le moment résultant M_r (cf. plans des coffrage). La forme circulaire du mur est aussi un facteur modérateur des poussées. En définitive, on peut conclure que notre paroi moulée si elle est équilibrée au vis-à-vis du renversement ne joue que le rôle de séparation entre les terres et le bâtiment.

4. Remarque importante :

Le raisonnement précédent est fait en considérant le poids des terres sur une hauteur de 6,60m alors qu'en réalité on devrait considérer la hauteur totale du mur (19,20m sans la fiche d'ancrage). Malgré cette omission nous avons une semelle de 3,00m+1,20m. Il est évident qu'en considérant les 19,20m, le poids des terres sur la semelle se verra multiplié par 3 et notre largeur de semelle dans les environs de 8,00m ($H/2 < l < 2H/3$). Ce qui engendrait de grandes difficultés d'exécution.

Les débuts de solutions suivantes peuvent être étudiés :

- mettre en place une bèche pour réduire la contribution de la poussée au glissement, avec des tirants sur la hauteur.
- l'abandon de la semelle en réalisant une fiche d'ancrage et des tirants sur la hauteur du mur pour empêcher les déplacements du rideau. Des formules mathématiques permettent de calculer la longueur de la fiche F. Elle dépend de la hauteur totale, des coefficients de butée et de poussée et des points d'application du tirant et de la résultante de la poussée. On aura alors un rideau ancré simplement buté au pied.

Longueur de fiche F :

Pour calculer la fiche F, on traduit l'équilibre du mur puis on établit l'équation de moment par rapport au point d'ancrage (position du tirant T) qui est une équation de troisième degré de la forme :

$$(H + F)^2 K_p \left(\frac{2}{3} H + \frac{2}{3} F - l \right) - F^2 \frac{K_p}{2} \left(H + \frac{2}{3} F - l \right) = 0 \text{ où}$$

K_a et K_p sont respectivement les coefficients de poussée et de butée ; H , la hauteur hors butée (19,20m) et l , la position du tirant par rapport au niveau supérieur du mur.

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ et } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \text{ d'où } K_a = 0,0183 \text{ et } K_p = 0,0267$$

La résolution de l'équation donne comme solution : $F = 18,89\text{m}$.

$$\text{La force de butée est de } H = \frac{1}{2}K_p H^2 \gamma = \frac{1}{2} \times 0,0267 \times 18,89^2 \times 27 = 128,62\text{KN}$$

appliquée au 1/3 inférieur de F.

Effort repris par le tirant T :

C'est la différence entre la force de poussée et la butée.

$$\text{Soit P la poussée } P = \frac{1}{2}K_a (H + F)^2 \gamma = \frac{1}{2} \times 0,0183 \times (19,2 + 18,89)^2 \times 27 = 358,43\text{KN}$$

$$\text{D'où } T = 348,43 + 128,62 \quad T = 219,81\text{kN}$$

5. Conclusion :

Les remarques ci-dessus sur le mur amènent à ne plus le considérer comme un mur de soutènement classique. L'écran est une paroi moulée dans le véritable sens du terme (*un mur sans semelle*).

Leurs dimensions varient dans les fourchettes suivantes :

- épaisseur : 30 à 80 cm,
- hauteur : 10 à 20 m,
- largeur : 1,5 à 2,5 m.

On atteint, habituellement, des profondeurs de 30m, exceptionnellement 60 à 80 m. Ceci montre que la hauteur que nous avons considérée comme importante est en fait acceptable.

Les DTU 13.2 et 14.2 spécifient les règles de conception et de dimensionnement des parois moulées, de la géométrie jusqu'aux dispositions constructives.

Une telle étude s'avère longue et mérite un large développement des théories à la mécanique des sols (géotechniques). De ce fait, dans le cadre de ce travail, nous nous limitons là.

Mais cela n'empêche qu'on se propose d'exposer quelques illustrations sur les principes d'exécution et de mise en œuvre des parois moulées en annexe 6.

XL.4. Démarche moderne d'étude des murs de soutènement :

Pour une étude plus précise et approfondie, on peut se référer au fascicule 62- titre V, qui fait appel aux notions récentes de calcul aux états limites : état limite de service (ELS) et état limite ultime (ELU). Ces deux étapes marquent le passage d'un ouvrage sûr et efficace à un ouvrage ne remplissant plus correctement sa fonction ELS, à un ouvrage avec risque de rupture.

La démarche moderne comporte dix (10) étapes :

- 1) Analyse des zones où s'exercent poussée et butée
- 2) Calculs des contraintes et actions
- 3) Calculs des combinaisons d'actions ELU et ELS
- 4) Calculs de l'excentricité $e = \frac{M}{N}$
- 5) Vérification de la stabilité au glissement (ELU)
- 6) Vérification de la stabilité au poinçonnement (ELS)
- 7) Stabilité au renversement
- 8) Non décompression du sol
- 9) Stabilité vis-à-vis d'un glissement général
- 10) Calcul des tassements prévisibles

Conclusion

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage de génie civil comme le notre est très complexe. Une bonne conception de la structure permet à l'ingénieur de réduire et de faciliter considérablement le reste du travail autrement dit les éléments de la structure pourront être justifiés sans problème.

L'évaluation des sollicitations dans ces éléments est faite par l'application des lois fondamentales de la résistance des matériaux théoriques, mais aussi des simplifications autorisées par les normes.

Une fois les efforts internes connus dans chaque élément, le dimensionnement s'est effectué par l'application des différentes dispositions et algorithmes élaborés par la réglementation BAF191, et certains documents techniques unifiés comme le DTU23.1 et les Eurocodes. Il existe même des logiciels sur le marché qui peuvent faire le calcul, mais l'ingénieur doit être doté d'un esprit critique lui permettant de procéder à l'analyse des résultats et si nécessaire de proposer des solutions beaucoup plus adaptées au contexte.

Ce projet de fin d'études de cycle d'ingénieur de conception nous a permis d'acquérir des facilités qui nous étaient jusque là dépossédées : l'apprentissage du travail de groupe par la communication orale et écrite et surtout les échanges techniques avec des gens expérimentés.

Mais il est important de souligner que le projet comporte des éléments qui méritent une étude plus approfondie, comme le cas du mur de soutènement ou de la paroi bouffée.

ANNEXES

ANNEXE 1 :

**Résultats du calcul des réactions d'appuis des poutres en vues de déterminer
les efforts de compression des poteaux**

ANNEXE 1-1 : ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

<i>poutres</i>	<i>section</i>	<i>Mg (T.m)</i>	<i>Md(T.m)</i>	<i>Mu(T.m)</i>	<i>Vd (T)</i>	<i>Vg (T)</i>
P1	20x80	-8,87	-8,87	59,14	24,21	-24,19
P2	20x50	-0,56	-9,94	3,74	4,23	-10,84
P3	20x50	-9,94	-0,99	6,71	11,98	-5,91
P4	20x40	-0,64	-0,64	4,37	4,74	-4,74
P5	20x70	-1,39	-33	9,28	8,23	-27,23
P6	20x70	-33	-3,5	23,44	31,5	-13,25
P7	20x70	-9,33	-9,33	62,22	26,57	-26,57
P8	20x70	-10,11	-10,11	67,42	33,47	-41,78
P9	150x20	-10,11	-10,11	-67,41	39,65	-39,65
P10	20x80	-10,37	-10,37	69,15	41,56	-30,77
P11	20x75	-1,18	-6,47	7,88	7,26	-14,61
P12	20x75	-6,47	-28,96	-21,03	-17,96	-26,76
P13	20x75	-28,96	-28,96	19,46	28,87	-28,85
P14	20x75	-28,86	-6,47	-21,08	26,76	17,98
P15	20x75	-6,47	-1,18	7,88	14,61	-7,26
P16	20x20	-1,97	-15,39	13,26	-0,67	-17,24
P17	20x50	-15,39	-0,46	-3,38	13,44	-4,15
P18	20x70	-6,81	-6,81	45,53	19,95	-19,93
P19	20x40	-0,1	-0,1	-0,69	2,11	-2,11
P20	20x40	-1,12	-8,13	7,5	8,87	-11,64
P21	20x40	-8,11	0	-5,19	8,19	4,45
P22	20x40	-1,39	-10,49	9,28	12,19	-16,2
P23	20x40	-10,49	0	-8,46	11,53	4,91
P24	20x75	-4,85	-27,87	32,34	10,4	-23,74
P25	20x45	-27,87	4,66	-10,92	25,8	17,84
P26	20x45	4,66	-1,57	5,16	3,79	-9,8
P27	20x45	-1,57	-10,58	-6,15	-1,62	-11,76
P28	20x70	-10,58	-1,94	12,94	-15,61	-9,43

A1	30X30	-0,25	-2,71	1,62	-2,89	-6,05
A2	30X30	2,11	2,11	0,59	5,4	-5,4
A3	30x30	-2,11	-0,24	1,62	6,05	-2,87
A4a	30x50	2,56	2,56	17,08	11,11	-11,11
A4	30x30	-0,39	-2,73	2,61	4,67	-4,67
A5	30x30	-2,73	-1,09	-1,3	4,45	-2,39
A6	30x30	-1,09	-0,2	1,46	4,55	-3,5
A6a	30x60	-4,29	-4,29	28,62	16,35	-16,35
A9a	30x60	-3,99	-3,99	26,61	15,77	-15,77
A10	20x30	-0,02	-1,94	-0,86	1,12	-4,02

A11	20x30	-1,94	-2,76	1,53	5,31	-5,85
A12	20x30	-2,76	-0,24	1,61	5,89	-3,61
A13	30x30	-0,04	-0,04	0,37	0,92	-1,36
A14	30x30	-0,26	-0,26	1,76	1,61	-3,22
A15	20x30	-0,23	-0,23	1,66	2,21	1,66
A16	20x30	-0,43	-0,43	2,97	3,96	-3,96
A17	20x30	-0,13	0,13	0,87	2	-2
A18	20x30	-0,56	-0,56	3,73	5,74	-5,74
A19	20x30	-2,1	-2,1	14,21	9,72	-9,72
A20	20x30	-2,1	-2,1	14,21	9,72	-9,72
A21	20x30	-0,53	-0,53	3,55	4,44	-4,44
A22	30x30	-0,76	-0,76	5,17	6,46	-6,46

ANNEXE 1-2 : ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS) :

poutres	section	Mg (T.m)	Md (T.m)	Ms (T.m)	Vd (T)	Vg (T)
P1	20x80	-6,3	-6,3	42,01	17,24	-17,22
P2	20x50	-0,4	-7,35	2,77	3,14	-8,04
P3	20x50	-7,35	-0,73	4,97	-8,87	-4,36
P4	20x40	-0,48	-0,48	3,21	3,49	-3,49
P5	20x70	-0,99	-24,15	6,72	6,11	-19,91
P6	20x70	-24,15	-2,55	17,13	23,04	-9,7
P7	20x70	-6,82	-6,82	45,58	19,48	-19,46
P8	20x70	-7,39	-7,39	49,37	24,52	-30,59
P9	150x20	-7,39	-7,39	49,29	28,99	-28,99
P10	20x80	-7,59	-7,59	50,63	30,42	-22,54
P11	20x75	-0,86	-4,69	5,75	5,3	-10,45
P12	20x75	-4,69	-21,15	-15,33	-13	-19,46
P13	20x75	-21,15	-21,15	14,21	21,08	-21,06
P14	20x75	-21,15	-4,69	-15,34	19,46	13
P15	20x75	-4,69	-0,86	5,75	10,66	5,3
P16	20x20	-11,26	-0,32	-2,45	9,85	-3,04
P17	20x50	-11,26	-0,32	-2,45	9,85	-3,04
P18	20x70	-5,01	-5,01	33,41	14,65	-14,63
P19	20x40	-0,06	-0,06	0,51	1,55	1,55
P20	20x40	-0,82	-5,95	5,49	6,5	-8,53
P21	20x40	-5,95	0	-3,8	6	3,25
P22	20x40	-1,02	-7,7	6,8	8,94	-11,19
P23	20x40	7,7	0	-4,74	8,45	3,58
P24	20x75	-3,54	-20,45	23,73	12,06	-17,42
P25	20x45	20,45	3,4	-12,41	18,93	13,06
P26	20x45	3,4	-1,12	3,78	2,74	-7,18
P27	20x45	-1,12	-7,75	-4,5	-1,12	-8,6
P28	20x70	-7,75	-1,42	9,49	11,45	-6,94

A1	30x30	-0,19	-1,64	1,29	2,34	-4,73
A2	30x30	-1,64	-1,64	0,4	4,16	-4,14
A3	30x30	-1,64	0,19	1,29	4,75	-2,32

A4a	30x50	-1,8	-1,8	12,13	7,89	-7,89
A4	30x30	0,28	-1,98	1,89	3,39	-4,83
A5	30x30	-1,98	-0,77	-0,93	3,32	-1,72
A6	30x30	-0,77	-0,14	1,05	3,3	-2,54
A6a	30x60	-3,06	-3,06	20,52	11,73	-11,71
A9a	30x60	-2,86	-2,86	19,08	11,31	11,29
A10	20x30	0	1,49	-0,61	0,79	-2,92
A11	20x30	-1,4	-2	2,41	3,85	-4,25
A12	20x30	-2	-0,17	1,16	4,28	-20,62
A13	30x30	-0,04	-0,04	0,27	0,68	-0,99
A14	30x30	-0,19	-0,19	1,26	1,18	-2,35
A15	20x30	-0,17	-0,17	1,16	1,55	-1,53
A16	20x30	-0,31	-0,31	2,09	2,79	-2,79
A17	20x30	-0,09	-0,09	0,62	1,43	-1,43
A18	20x30	-0,39	-0,39	2,7	4,16	-4,16
A19	20x30	-1,54	-1,54	10,37	7,15	-7,15
A20	20x30	-1,54	-1,54	10,37	7,15	-7,15
A21	20x30	-0,39	-0,39	2,61	3,26	-3,26
A22	30x30	-0,55	-0,55	3,77	3,71	-3,71

ANNEXE 2 : Résultats de ferrailages des poteaux des différents niveaux**ANNEXE 2-1 : Ferrailage Poteaux PHSS**

noms	section		I (m ³)	U (m ²)	B (m ²)	Br (m ²)	i	Nu (MN)	Lo(m)	Li(m)	A	α	Aciers			contrôle Asc < A maxi	Choix armatures	
	a	b											As th.	As max.	As. Min		φl	φl
K14	0,2	1	0,00067	2	0,2	0,12	0,058	0,95	3	2,1	36,37	0,699	-43,7	100	9,600	vérifié	18HA12	19CadHA6+133EpHA6
K15	0,2	1,8	0,00120	4	0,36	0,32	0,058	3,24	3	2,1	36,37	0,699	-29,8	180	16,000	vérifié	32HA16	16CadHA6+169EpHA6
K16	0,3	1,5	0,00338	4	0,45	0,41	0,087	7,2	3	2,1	24,25	0,776	36,9	225	36,922	vérifié	16HA20	13Cad + 50EpHA6
K17	0,3	1,5	0,00338	4	0,45	0,41	0,087	7,27	3	2,1	24,25	0,776	39,2	225	39,203	vérifié	16HA20	13Cad + 50EpHA6
K18	0,2	1,8	0,00120	4	0,36	0,32	0,058	8,23	3	2,1	36,37	0,699	134,3	180	134,346	vérifié	72HA20	13Cad + 63EpHA6
K21	0,3	1,3	0,00293	3	0,39	0,36	0,087	4,7	3	2,1	24,25	0,776	-13,3	195	12,800	vérifié	10HA14	17Cad + 42EpHA6
K22	0,3	1,3	0,00293	3	0,39	0,36	0,087	4,45	3	2,1	24,25	0,776	-20,7	195	12,800	vérifié	10HA14	17Cad + 42EpHA6
K29	0,3	1	0,00225	3	0,3	0,27	0,087	0,77	3	2,1	24,25	0,776	-94,1	150	10,400	vérifié	4HA10+4HA10	13Cad+20Ep
K30	0,3	1	0,00225	3	0,3	0,27	0,087	1,62	3	2,1	24,25	0,776	-68,9	150	10,400	vérifié	4HA20+4HA12	13Cad+20Ep
K31	0,3	1	0,00225	3	0,3	0,27	0,087	0,89	3	2,1	24,25	0,776	-90,4	150	10,400	vérifié	4HA20+4HA12	13Cad+20Ep
K32	0,3	1	0,00225	3	0,3	0,27	0,087	1,06	3	2,1	24,25	0,776	-85,5	150	10,400	vérifié	4HA20+4HA12	13Cad+20Ep
K33	0,3	1	0,00225	3	0,3	0,27	0,087	2,82	3	2,1	24,25	0,776	-33,2	150	10,400	vérifié	4HA10+4HA10	13Cad+20Ep
K34	0,3	1	0,00225	3	0,3	0,27	0,087	5,02	3	2,1	24,25	0,776	32,1	150	32,111	vérifié	16HA20+4HA12	13Cad+40Ep
K35	0,3	1	0,00225	3	0,3	0,27	0,087	1,49	3	2,1	24,25	0,776	-72,8	150	10,400	vérifié	4HA10+4HA10	13Cad+20Ep
K36	0,3	1	0,00225	3	0,3	0,27	0,087	0,29	3	2,1	24,25	0,776	-106,4	150	10,400	vérifié	4HA10+4HA10	13Cad+20Ep
K37	0,3	1,8	0,00405	4	0,54	0,5	0,087	3,27	3	2,1	24,25	0,776	-115,2	270	16,800	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K38	0,3	1,8	0,00405	4	0,54	0,5	0,087	3,1	3	2,1	24,25	0,776	-120,3	270	16,800	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K39	0,3	1,8	0,00405	4	0,54	0,5	0,087	3,1	3	2,1	24,25	0,776	-120,3	270	16,800	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K40	0,3	1,8	0,00405	4	0,54	0,5	0,087	0,63	3	2,1	24,25	0,776	-193,6	270	16,800	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K41	0,3	1,8	0,00405	4	0,54	0,5	0,087	1,50	3	2,1	24,25	0,776	-165,1	270	16,800	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K42	0,3	1,8	0,00405	4	0,54	0,5	0,087	2,6	3	2,1	24,25	0,776	-135,1	270	16,800	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K43	0,3	1,8	0,00405	4	0,54	0,5	0,087	0,84	3	2,1	24,25	0,776	-187,4	270	16,800	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K44	0,3	2	0,00450	5	0,6	0,55	0,087	6,07	3	2,1	24,25	0,776	-56,2	300	18,400	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K45	0,3	1,8	0,00405	4	0,54	0,5	0,087	1,06	3	2,1	24,25	0,776	-180,8	270	16,800	vérifié	6HA10+8HA10	13Cad+50Ep
K46	0,3	1,8	0,00120	4	0,36	0,32	0,058	1,06	3	2,1	36,37	0,699	-101,5	180	16,000	vérifié	5HA10+8HA10	13Cad+50Ep
								0										

C1	0,3	0,3	0,00068	1	0,09	0,08	0,087	0,38	3	2,1	24,25	0,776	-22,0	45	4,800	vérifié	4HA14	13CadHA6
C2	0,3	0,3	0,00068	1	0,09	0,08	0,087	1,03	3	2,1	24,25	0,776	-2,8	45	4,800	vérifié	4HA14	17CadHA6
C3	0,3	0,3	0,00068	1	0,09	0,08	0,087	1,03	3	2,1	24,25	0,776	-2,8	45	4,800	vérifié	4HA14	13CadHA6
C4	0,3	0,8	0,00180	2	0,24	0,22	0,087	1,4	3	2,1	24,25	0,776	-51,4	120	8,800	vérifié	8HA12	20Cad+17Ep
C5	0,2	2	0,00133	4	0,4	0,36	0,058	1,62	3	2,1	36,37	0,699	-98,5	200	17,600	vérifié	6HA10+8HA10	13CadHA+50Ep
C6	0,2	0,6	0,00040	2	0,12	0,1	0,058	1,18	3	2,1	36,37	0,699	-5,7	60	6,400	vérifié	4HA10+2HA10	16CadHA6+13Ep
C9	0,2	1,1	0,00073	3	0,22	0,19	0,058	2,61	3	2,1	36,37	0,699	3,0	110	10,400	vérifié	14HA10	23CadHA6+60Ep
C10	0,3	0,4	0,00090	1	0,12	0,11	0,087	1,03	3	2,1	24,25	0,776	-14,8	60	5,600	vérifié	4HA14	17CadHA6
C11	0,3	0,3	0,00068	1	0,09	0,08	0,087	1,03	3	2,1	24,25	0,776	-2,8	45	4,800	vérifié	4HA14	13CadHA6
C12	0,3	0,3	0,00068	1	0,09	0,08	0,087	2,61	3	2,1	24,25	0,776	43,9	45	43,904	vérifié	10HA20	16CadHA6+8Ep
C13	0,3	2	0,00450	5	0,6	0,55	0,087	1,97	3	2,1	24,25	0,776	-177,7	300	18,400	vérifié	6HA10+8HA10	13CadHA6+50Ep
C14	0,2	0,6	0,00040	2	0,12	0,1	0,058	2,47	3	2,1	36,37	0,699	36,8	60	36,762	vérifié	22HA10	13CadHA6+70Ep
C15	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,75	3	2,1	36,37	0,699	3,3	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C15a	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,72	3	2,1	36,37	0,699	2,3	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C16	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	1	3	2,1	36,37	0,699	11,6	30	11,568	vérifié	8HA10	13CadHA6
C17	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,14	3	2,1	36,37	0,699	-16,9	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C18	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,31	3	2,1	36,37	0,699	-11,3	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C19	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,26	3	2,1	36,37	0,699	-12,8	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C20	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,4	3	2,1	36,37	0,699	-8,4	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C21	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,29	3	2,1	36,37	0,699	-11,9	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C22	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,36	3	2,1	36,37	0,699	-9,8	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C23	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,41	3	2,1	36,37	0,699	-7,9	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6
C24	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,05	0,058	0,75	3	2,1	36,37	0,699	3,2	30	4,000	vérifié	4HA10	13CadHA6

ANNEXE 2 -2 : Ferrailage Poteaux PII RDC et PII 1^{er}

noms	section		l (m3)	U (m2)	B (m2)	Br (m2)	i	Nu (MN)	Lo(m)	Lf(m)	λ	α	Aciers			contrôle Asc < A.maxi
	a	b											As th.	As max.	As. Min	
K1	0,2	2	0,001333	4,4	0,40	0,356	0,058	0,57728	3	2,1	36,37	0,6990	-132,805	200	17,600	vérifié
K2	0,2	0,6	0,000400	1,6	0,12	0,104	0,058	2,56256	3	2,1	36,37	0,6990	39,851	60	39,851	vérifié
K3	0,2	0,6	0,000400	1,6	0,12	0,104	0,058	2,95856	3	2,1	36,37	0,6990	52,880	60	52,880	vérifié
K4	0,2	0,4	0,000267	1,2	0,08	0,068	0,058	0,73744	3	2,1	36,37	0,6990	-4,869	40	4,800	vérifié
K5	0,2	0,9	0,000600	2,2	0,18	0,158	0,058	2,00816	3	2,1	36,37	0,6990	-1,391	90	8,800	vérifié
K6	0,2	0,2	0,000133	0,6	0,04	0,032	0,058	0,70576	3	2,1	36,37	0,6990	9,422	20	9,422	vérifié
K7	0,2	0,6	0,000400	1,6	0,12	0,104	0,058	2,16216	3	2,1	36,37	0,6990	26,676	60	26,676	vérifié
K8	0,2	0,6	0,000400	1,6	0,12	0,104	0,058	2,85736	3	2,1	36,37	0,6990	49,551	60	49,551	vérifié
K9	0,2	0,9	0,000600	2,2	0,18	0,158	0,058	3,42408	3	2,1	36,37	0,6990	45,198	90	45,198	vérifié
K10	0,2	1,3	0,000867	3	0,26	0,230	0,058	5,16824	3	2,1	36,37	0,6990	71,920	130	71,520	vérifié
K11	0,2	1	0,000667	2,4	0,20	0,176	0,058	1,94656	3	2,1	36,37	0,6990	-11,085	100	9,600	vérifié
K12	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,058	3,18912	3	2,1	36,37	0,6990	22,133	110	22,133	vérifié
K13	0,2	1	0,000667	2,4	0,20	0,176	0,058	4,74672	3	2,1	36,37	0,6990	81,051	100	81,051	vérifié
K14	0,2	1,05	0,000700	2,5	0,21	0,185	0,058	1,012	3	2,1	36,37	0,6990	-45,668	105	10,000	vérifié
K15	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,058	3,1064	3	2,1	36,37	0,6990	19,412	110	19,412	vérifié
K16	0,2	1,5	0,001000	3,4	0,30	0,266	0,058	7,16584	3	2,1	36,37	0,6990	122,315	150	122,315	vérifié
K17	0,2	1,5	0,001000	3,4	0,30	0,266	0,058	7,14648	3	2,1	36,37	0,6990	121,678	150	121,678	vérifié
K18	0,2	1,5	0,001000	3,4	0,30	0,266	0,058	7,06728	3	2,1	36,37	0,6990	119,072	150	119,072	vérifié
K19	0,2	1,3	0,000867	3	0,26	0,230	0,058	2,39448	3	2,1	36,37	0,6990	-19,346	130	12,000	vérifié
K20	0,3	0,4	0,000900	1,4	0,12	0,106	0,087	2,86616	3	2,1	24,25	0,7755	39,682	60	39,682	vérifié
K21	0,3	0,9	0,002025	2,4	0,27	0,246	0,087	4,89544	3	2,1	24,25	0,7755	40,233	135	40,233	vérifié
K22	0,3	0,9	0,002025	2,4	0,27	0,246	0,087	4,89368	3	2,1	24,25	0,7755	40,181	135	40,181	vérifié
K23	0,3	0,4	0,000900	1,4	0,12	0,106	0,087	2,86792	3	2,1	24,25	0,7755	39,734	60	39,734	vérifié
K24	0,2	1,3	0,000867	3	0,26	0,230	0,058	2,08208	3	2,1	36,37	0,6990	-25,626	130	12,000	vérifié
K25	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,058	0,29216	3	2,1	36,37	0,6990	-11,854	30	4,000	vérifié
K26	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,058	0,72952	3	2,1	36,37	0,6990	2,537	30	4,000	vérifié
K27	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,058	0,72952	3	2,1	36,37	0,6990	2,537	30	4,000	vérifié
K28	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,058	0,29216	3	2,1	36,37	0,6990	-11,854	30	4,000	vérifié

C1	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,087	0,33528	3	2,1	24,25	0,7755	-23,449	45	4,800	vérifié
C2	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,058	1,0076	3	2,1	36,37	0,6990	11,687	30	11,687	vérifié
C3	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,058	1,0076	3	2,1	36,37	0,6990	11,687	30	11,687	vérifié
C4	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,087	1,37192	3	2,1	24,25	0,7755	7,294	45	7,294	vérifié
C5	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,058	1,58312	3	2,1	36,37	0,6990	-30,710	110	10,400	vérifié
C6	0,2	0,25	0,000167	0,9	0,05	0,041	0,058	1,15104	3	2,1	36,37	0,6990	20,240	25	20,240	vérifié
C7	0,2	0,2	0,000133	0,8	0,04	0,032	0,058	0,78672	3	2,1	36,37	0,6990	12,086	20	12,086	vérifié
C8	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,058	1,94392	3	2,1	36,37	0,6990	-18,838	110	10,400	vérifié
C9	0,3	0,4	0,000900	1,4	0,12	0,106	0,087	2,54848	3	2,1	24,25	0,7755	30,260	60	30,260	vérifié
C10	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,087	1,0076	3	2,1	24,25	0,7755	-3,511	45	4,800	vérifié
C11	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,087	1,0076	3	2,1	24,25	0,7755	-3,511	45	4,800	vérifié
C12	0,3	0,4	0,000900	1,4	0,12	0,106	0,087	2,54848	3	2,1	24,25	0,7755	30,260	60	30,260	vérifié
C13	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,058	1,92808	3	2,1	36,37	0,6990	-19,359	110	10,400	vérifié

ANNEXE 2-3 : Ferrailage Poteaux PII 2^{ème} et 3^{ème}

noms	section		I (m ³)	U (m ²)	B (m ²)	Br (m ²)	i	Nu (MN)	Lo(m)	Ll(m)	λ	α	Aciers			contrôle Asc < A.max	Choix	
	a	b											As th.	As max.	As. Min		φt	φt
K1	0,2	2	0,001333	4,4	0,4	0,356	0,0577	0,4330	3	2,1	36,37	0,6990	-137,554	200	17,600	vérifié	18HA12	19CadHA6+133EpHA6
K2	0,2	0,4	0,000267	1,2	0,08	0,068	0,0577	1,9219	3	2,1	36,37	0,699	34,105	40	34,105	vérifié	4HA12	19CadHA6
K3	0,2	0,6	0,000400	1,6	0,12	0,104	0,0577	2,2189	3	2,1	36,37	0,699	28,544	50	28,544	vérifié	4HA12	19CadHA6
K4	0,2	0,2	0,000133	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,5531	3	2,1	36,37	0,699	4,398	20	4,398	vérifié	4HA10	19CadHA6
K5	0,2	0,7	0,000467	1,8	0,14	0,122	0,0577	1,5061	3	2,1	36,37	0,699	-2,577	70	7,200	vérifié	4HA10	19CadHA6
K6	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,0577	0,5293	3	2,1	36,37	0,699	-4,050	30	4,000	vérifié	4HA10	19CadHA6
K7	0,2	0,4	0,000267	1,2	0,08	0,068	0,0577	1,6216	3	2,1	36,37	0,699	24,224	40	24,224	vérifié	6HA10	19CadHA6+19EpHA6
K8	0,2	0,5	0,000333	1,4	0,1	0,086	0,0577	2,1430	3	2,1	36,37	0,699	33,713	50	33,713	vérifié	4HA16	19CadHA6
K9	0,2	0,8	0,000533	2	0,16	0,140	0,0577	2,5681	3	2,1	36,37	0,699	24,698	50	24,698	vérifié	4HA14	19CadHA6
K10	0,2	0,9	0,000600	2,2	0,18	0,158	0,0577	3,8762	3	2,1	36,37	0,699	60,073	90	60,073	vérifié	6HA16	19CadHA6+19HA6
K11	0,2	0,9	0,000600	2,2	0,18	0,158	0,0577	1,4599	3	2,1	36,37	0,699	-19,430	90	8,800	vérifié	4HA10	19CadHA6
K12	0,2	0,9	0,000600	2,2	0,18	0,158	0,0577	2,3918	3	2,1	36,37	0,699	11,233	90	11,233	vérifié	6HA10	19CadHA6+19EpHA6
K13	0,2	0,8	0,000533	2	0,16	0,140	0,0577	3,5600	3	2,1	36,37	0,699	57,338	80	57,338	vérifié	6HA12	19CadHA6+19EpHA6
K14	0,2	1,05	0,000700	2,5	0,21	0,185	0,0577	0,7590	3	2,1	36,37	0,699	-53,993	105	10,000	vérifié	6HA16	19CadHA6+19EpHA6
K15	0,2	0,9	0,000600	2,2	0,18	0,158	0,0577	2,3298	3	2,1	36,37	0,699	9,192	90	9,192	vérifié	6HA10	19CadHA6+19EpHA6
K16	0,2	1,2	0,000800	2,8	0,24	0,212	0,0577	5,3744	3	2,1	36,37	0,699	86,369	120	86,369	vérifié	8HA14	19CadHA6+38EpHA6
K17	0,2	1,2	0,000800	2,8	0,24	0,212	0,0577	5,3599	3	2,1	36,37	0,699	85,892	120	85,892	vérifié	8HA14	19CadHA6+38EpHA6
K18	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,0577	5,3005	3	2,1	36,37	0,699	91,604	110	91,604	vérifié	8HA16	19CadHA6+38EpHA6
K19	0,2	0,4	0,000267	1,2	0,08	0,068	0,0577	1,7959	3	2,1	36,37	0,699	29,957	40	29,957	vérifié	6HA10	19CadHA6+19EpHA6
K20	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,0866	2,1496	3	2,1	24,25	0,776	30,358	45	30,358	vérifié	4HA10	19CadHA6
K21	0,3	0,8	0,001800	2,2	0,24	0,218	0,0866	3,6716	3	2,1	24,25	0,776	15,864	120	15,864	vérifié	6HA10	19CadHA6+19EpHA6
K22	0,3	0,8	0,001800	2,2	0,24	0,218	0,0866	3,6703	3	2,1	24,25	0,776	15,825	120	15,825	vérifié	6HA10	19CadHA6+19EpHA6
K23	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,0866	2,1509	3	2,1	24,25	0,776	30,397	45	30,397	vérifié	4HA12	19CadHA6
K24	0,2	0,4	0,000267	1,2	0,08	0,068	0,0577	1,5616	3	2,1	36,37	0,699	22,248	40	22,248	vérifié	4HA12	19CadHA6
K25	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,0577	0,2191	3	2,1	36,37	0,699	-14,257	30	4,000	vérifié	4HA12	19CadHA6
K26	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,0577	0,5471	3	2,1	36,37	0,699	-3,464	30	4,000	vérifié	4HA12	19CadHA6
K27	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,0577	0,5471	3	2,1	36,37	0,699	-3,464	30	4,000	vérifié	4HA12	19CadHA6
K28	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,0577	0,2191	3	2,1	36,37	0,699	-14,257	30	4,000	vérifié	4HA12	19CadHA6

C1	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,0866	0,2515	3	2,1	24,25	0,776	-25,935	45	4,800	vérifié	4HA12	19CadHA6
C2	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,0577	0,7557	3	2,1	36,37	0,699	3,399	30	4,000	vérifié	4HA12	19CadHA6
C3	0,2	0,3	0,000200	1	0,06	0,050	0,0577	0,7557	3	2,1	36,37	0,699	3,399	30	4,000	vérifié	4HA12	19CadHA6
C4	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,0866	1,0269	3	2,1	24,25	0,776	-2,878	45	4,800	vérifié	4HA13	19CadHA6
C5	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,0577	1,1873	3	2,1	36,37	0,699	-43,732	110	10,400	vérifié	4HA10	19CadHA6
C6	0,2	0,2	0,000133	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,8633	3	2,1	36,37	0,699	14,605	20	14,605	vérifié	4HA10	19CadHA6
C7	0,2	0,2	0,000133	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,5900	3	2,1	36,37	0,699	5,614	20	5,614	vérifié	4HA10	19CadHA6
C8	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,0577	1,4579	3	2,1	36,37	0,699	-34,829	110	10,400	vérifié	4HA10	19CadHA6
C9	0,3	0,4	0,000900	1,4	0,12	0,106	0,0866	1,9114	3	2,1	24,25	0,776	11,366	60	11,366	vérifié	6HA12	19CadHA6+19EpHA6
C10	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,0866	0,7557	3	2,1	24,25	0,776	-10,981	45	4,800	vérifié	4HA12	19CadHA6
C11	0,3	0,3	0,000675	1,2	0,09	0,078	0,0866	0,7557	3	2,1	24,25	0,776	-10,981	45	4,800	vérifié	4HA12	19CadHA6
C12	0,3	0,4	0,000900	1,4	0,12	0,106	0,0866	1,9114	3	2,1	24,25	0,776	11,366	60	11,366	vérifié	6HA12	19CadHA6+19EpHA6
C13	0,2	1,1	0,000733	2,6	0,22	0,194	0,0577	1,4461	3	2,1	36,37	0,699	-35,220	110	10,400	vérifié	4HA10	19CadHA6

ANNEXE 2-4 : Ferrailage Potaux PH 4^{ème} et 5^{ème}

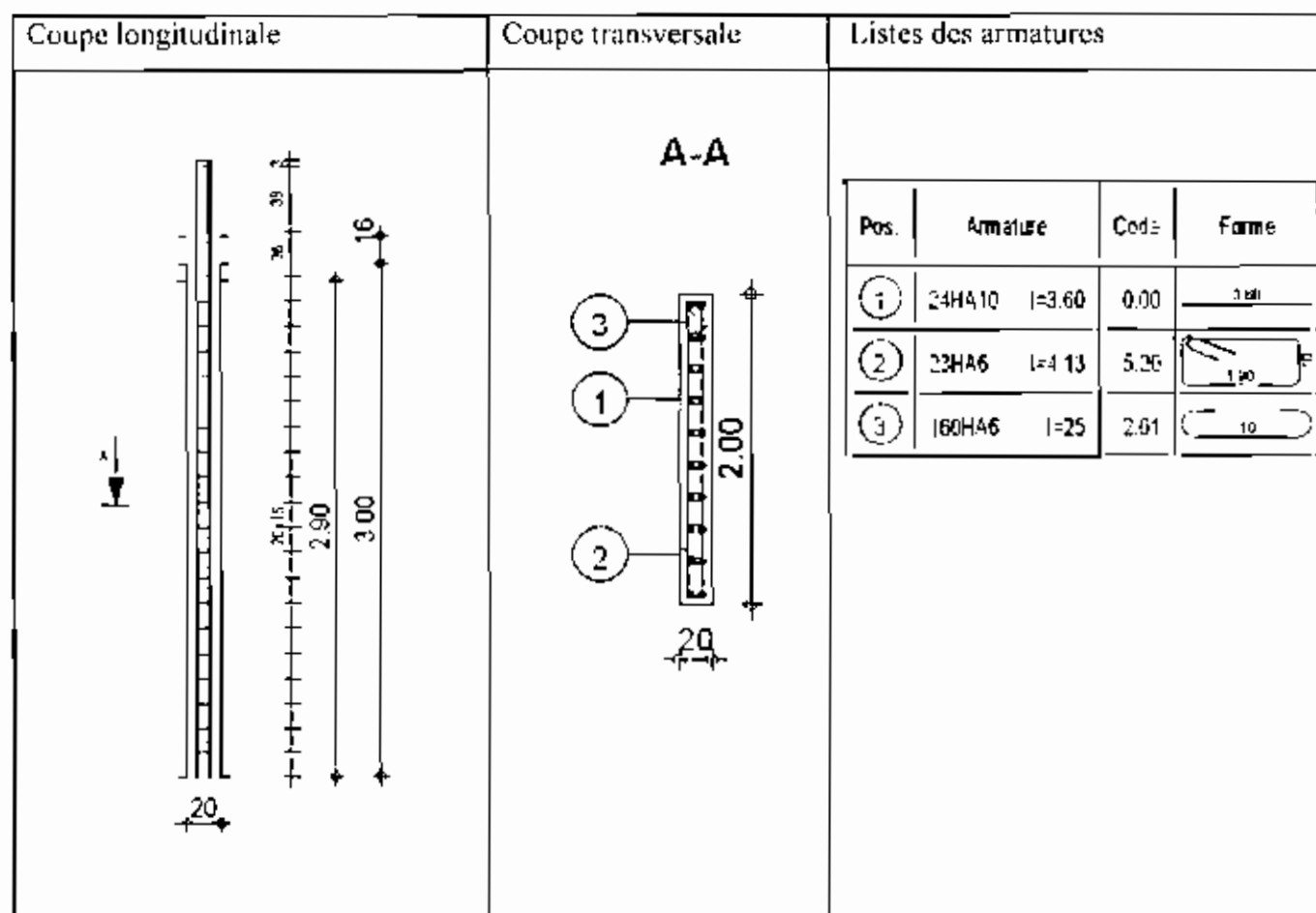
noms	section		I (m ³)	U (m ²)	B (m ²)	Br (m ²)	i	Nu (MN)	Lo(m)	Lf(m)	λ	α	Aciers			contrôle Asc < A.maxi
	a	b											As th.	As max.	As. Min	
K1	0,2	2	0,00133	4,4	0,4	0,356	0,0577	0,361	3	2,1	36,37	0,6990	-139,93	200	17,600	vérifié
K2	0,2	0,5	0,00033	1,4	0,1	0,086	0,0577	1,602	3	2,1	36,37	0,6990	15,90	50	15,898	vérifié
K3	0,2	0,5	0,00033	1,4	0,1	0,086	0,0577	1,849	3	2,1	36,37	0,6990	24,04	50	24,042	vérifié
K4	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,461	3	2,1	36,37	0,6990	1,37	20	3,200	vérifié
K5	0,2	0,5	0,00033	1,4	0,1	0,086	0,0577	1,255	3	2,1	36,37	0,6990	4,50	50	5,600	vérifié
K6	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	0,441	3	2,1	36,37	0,6990	-6,95	30	4,000	vérifié
K7	0,2	0,4	0,00027	1,2	0,08	0,068	0,0577	1,351	3	2,1	36,37	0,6990	15,33	40	15,331	vérifié
K8	0,2	0,4	0,00027	1,2	0,08	0,068	0,0577	1,786	3	2,1	36,37	0,6990	29,63	40	29,627	vérifié
K9	0,2	0,6	0,00040	1,6	0,12	0,104	0,0577	2,140	3	2,1	36,37	0,6990	25,95	60	25,949	vérifié
K10	0,2	0,7	0,00047	1,8	0,14	0,122	0,0577	3,230	3	2,1	36,37	0,6990	54,15	70	54,150	vérifié
K11	0,2	0,8	0,00053	2	0,16	0,140	0,0577	1,217	3	2,1	36,37	0,6990	-19,77	80	8,000	vérifié
K12	0,2	0,9	0,00060	2,2	0,18	0,158	0,0577	1,993	3	2,1	36,37	0,6990	-1,88	90	8,800	vérifié
K13	0,2	0,6	0,00040	1,6	0,12	0,104	0,0577	2,967	3	2,1	36,37	0,6990	53,15	60	53,148	vérifié
K14	0,2	1,1	0,00070	2,5	0,21	0,185	0,0577	0,633	3	2,1	36,37	0,6990	-58,16	105	10,000	vérifié
K15	0,2	0,8	0,00053	2	0,16	0,140	0,0577	1,342	3	2,1	36,37	0,6990	4,08	80	8,000	vérifié
K16	0,2	1	0,00067	2,4	0,2	0,176	0,0577	4,479	3	2,1	36,37	0,6990	72,23	100	72,230	vérifié
K17	0,2	1	0,00067	2,4	0,2	0,176	0,0577	4,467	3	2,1	36,37	0,6990	71,83	100	71,832	vérifié
K18	0,2	1,1	0,00073	2,6	0,22	0,194	0,0577	4,417	3	2,1	36,37	0,6990	62,54	110	62,537	vérifié
K19	0,2	0,4	0,00027	1,2	0,08	0,068	0,0577	1,497	3	2,1	36,37	0,6990	20,11	40	20,108	vérifié
K20	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,078	0,0866	1,791	3	2,1	24,25	0,7755	19,73	45	19,733	vérifié
K21	0,3	0,5	0,00113	1,6	0,15	0,134	0,0866	3,060	3	2,1	24,25	0,7755	33,49	75	33,494	vérifié
K22	0,3	0,5	0,00113	1,6	0,15	0,134	0,0866	3,059	3	2,1	24,25	0,7755	33,46	75	33,481	vérifié
K23	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,078	0,0866	1,752	3	2,1	24,25	0,7755	19,77	45	19,765	vérifié
K24	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	1,301	3	2,1	36,37	0,6990	21,35	30	21,351	vérifié
K25	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	0,183	3	2,1	36,37	0,6990	-15,46	30	4,000	vérifié
K26	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	0,456	3	2,1	36,37	0,6990	-6,46	30	4,000	vérifié
K27	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	0,456	3	2,1	36,37	0,6990	-6,46	30	4,000	vérifié
K28	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	0,183	3	2,1	36,37	0,6990	-15,46	30	4,000	vérifié
																vérifié

C1	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,078	0,0866	0,210	3	2,1	24,25	0,7755	-27,18	45	4,800	vérifié
C2	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	0,630	3	2,1	36,37	0,6990	-0,75	30	4,000	vérifié
C3	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	0,630	3	2,1	36,37	0,6990	-0,75	30	4,000	vérifié
C4	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,078	0,0866	0,857	3	2,1	24,25	0,7755	-7,96	45	4,800	vérifié
C5	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,989	3	2,1	36,37	0,6990	18,76	20	18,756	vérifié
C6	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,719	3	2,1	36,37	0,6990	9,87	20	9,871	vérifié
C7	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,492	3	2,1	36,37	0,6990	2,38	20	3,200	vérifié
C8	0,2	1,1	0,00073	2,6	0,22	0,194	0,0577	1,215	3	2,1	36,37	0,6990	-42,82	110	10,400	vérifié
C9	0,3	0,4	0,00090	1,4	0,12	0,106	0,0866	1,593	3	2,1	24,25	0,7755	1,92	60	5,600	vérifié
C10	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,078	0,0866	0,630	3	2,1	24,25	0,7755	-14,72	45	4,800	vérifié
C11	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,078	0,0866	0,630	3	2,1	24,25	0,7755	-14,72	45	4,800	vérifié
C12	0,3	0,4	0,00090	1,4	0,12	0,106	0,0866	1,593	3	2,1	24,25	0,7755	1,92	60	5,600	vérifié
C13	0,2	1,1	0,00073	2,6	0,22	0,194	0,0577	1,205	3	2,1	36,37	0,6990	-43,15	110	10,400	vérifié
C14	0,2	0,4	0,00027	1,2	0,08	0,068	0,0577	1,509	3	2,1	36,37	0,6990	20,51	40	20,507	vérifié
C15	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,050	0,0577	0,897	3	2,1	36,37	0,6990	8,03	30	8,031	vérifié
C16	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,944	3	2,1	36,37	0,6990	17,27	20	17,272	vérifié
C17	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,032	0,0577	1,519	3	2,1	36,37	0,6990	36,17	20	36,166	vérifié
C18	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,032	0,0577	1,519	3	2,1	36,37	0,6990	36,17	20	36,166	vérifié
C19	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,032	0,0577	0,826	3	2,1	36,37	0,6990	13,38	20	13,382	vérifié

ANNEXE 2 -5 : Ferrailage Poteaux PH 6^{ème} et 7^{ème}

noms	section		I (m3)	U (m2)	B (m2)	Br (m2)	i	Nu (MN)	Lo(m)	Lf(m)	A	II	Aciers			contrôle Asc < A.max1
	a	b											As th.	As max.	As. Min	
K1	0,2	2	0,00133	4,4	0,4	0,3564	0,0577	0,1312	3	2,1	36,37	0,6990	-147,48	200	17,600	vérifié
K2	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,5824	3	2,1	36,37	0,6990	-2,30	30	4,000	vérifié
K3	0,2	0,5	0,00033	1,4	0,1	0,0864	0,0577	0,6724	3	2,1	36,37	0,6990	-14,68	50	5,600	vérifié
K4	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,1676	3	2,1	36,37	0,6990	-8,29	20	3,200	vérifié
K5	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,4564	3	2,1	36,37	0,6990	-6,45	30	4,000	vérifié
K6	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,1604	3	2,1	36,37	0,6990	-8,52	20	3,200	vérifié
K7	0,2	0,4	0,00027	1,2	0,08	0,0684	0,0577	0,4914	3	2,1	36,37	0,6990	-12,96	40	4,800	vérifié
K8	0,2	0,5	0,00033	1,4	0,1	0,0864	0,0577	0,6494	3	2,1	36,37	0,6990	-15,43	50	5,600	vérifié
K9	0,2	0,6	0,00040	1,6	0,12	0,1044	0,0577	0,7782	3	2,1	36,37	0,6990	-18,86	60	6,400	vérifié
K10	0,2	0,6	0,00040	1,6	0,12	0,1044	0,0577	1,1746	3	2,1	36,37	0,6990	-5,82	60	6,400	vérifié
K11	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,4424	3	2,1	36,37	0,6990	0,76	20	3,200	vérifié
K12	0,2	0,6	0,00040	1,6	0,12	0,1044	0,0577	0,7248	3	2,1	36,37	0,6990	-20,62	60	6,400	vérifié
K13	0,2	0,5	0,00033	1,4	0,1	0,0864	0,0577	1,0788	3	2,1	36,37	0,6990	-1,30	50	5,600	vérifié
K14	0,2	1,05	0,00070	2,5	0,21	0,1854	0,0577	0,23	3	2,1	36,37	0,6990	-71,40	105	10,000	vérifié
K15	0,2	0,4	0,00027	1,2	0,08	0,0684	0,0577	0,706	3	2,1	36,37	0,6990	-5,90	40	4,800	vérifié
K16	0,2	0,7	0,00047	1,8	0,14	0,1224	0,0577	1,6286	3	2,1	36,37	0,6990	1,45	70	7,200	vérifié
K17	0,2	0,7	0,00047	1,8	0,14	0,1224	0,0577	1,6242	3	2,1	36,37	0,6990	1,31	70	7,200	vérifié
K18	0,2	0,7	0,00047	1,8	0,14	0,1224	0,0577	1,6062	3	2,1	36,37	0,6990	0,72	70	7,200	vérifié
K19	0,2	0,4	0,00027	1,2	0,08	0,0684	0,0577	0,5442	3	2,1	36,37	0,6990	-11,23	40	4,800	vérifié
K20	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,0784	0,0866	0,6514	3	2,1	24,25	0,7755	-14,07	45	4,800	vérifié
K21	0,3	0,5	0,00113	1,6	0,15	0,1344	0,0866	1,1126	3	2,1	24,25	0,7755	-24,25	75	6,400	vérifié
K22	0,3	0,5	0,00113	1,6	0,15	0,1344	0,0866	1,1122	3	2,1	24,25	0,7755	-24,26	75	6,400	vérifié
K23	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,0784	0,0866	0,6518	3	2,1	24,25	0,7755	-14,06	45	4,800	vérifié
K24	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,4732	3	2,1	36,37	0,6990	-5,90	30	4,000	vérifié
K25	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,0664	3	2,1	36,37	0,6990	-19,28	30	4,000	vérifié
K26	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,1658	3	2,1	36,37	0,6990	-16,01	30	4,000	vérifié
K27	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,1658	3	2,1	36,37	0,6990	-16,01	30	4,000	vérifié

K28	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,0664	3	2,1	36,37	0,6990	-19,28	30	4,000	vérifié
									3	2,1						
C1	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,0784	0,0866	0,0762	3	2,1	24,25	0,7755	-31,13	45	4,800	vérifié
C2	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,229	3	2,1	36,37	0,6990	-13,93	30	4,000	vérifié
C3	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,229	3	2,1	36,37	0,6990	-13,93	30	4,000	vérifié
C4	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,0784	0,0866	0,3118	3	2,1	24,25	0,7755	-24,15	45	4,800	vérifié
C5	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,3598	3	2,1	36,37	0,6990	-1,96	20	3,200	vérifié
C6	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,2616	3	2,1	36,37	0,6990	-5,19	20	3,200	vérifié
C7	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,1788	3	2,1	36,37	0,6990	-7,52	20	3,200	vérifié
C8	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,4418	3	2,1	36,37	0,6990	0,74	20	3,200	vérifié
C9	0,3	0,4	0,00090	1,4	0,12	0,1064	0,0866	0,5792	3	2,1	24,25	0,7755	-28,14	60	5,600	vérifié
C10	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,0784	0,0866	0,229	3	2,1	24,25	0,7755	-26,60	45	4,800	vérifié
C11	0,3	0,3	0,00068	1,2	0,09	0,0784	0,0866	0,229	3	2,1	24,25	0,7755	-26,60	45	4,800	vérifié
C12	0,3	0,4	0,00090	1,4	0,12	0,1064	0,0866	0,5792	3	2,1	24,25	0,7755	-28,14	60	5,600	vérifié
C13	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,4382	3	2,1	36,37	0,6990	0,62	20	3,200	vérifié
C14	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,5486	3	2,1	36,37	0,6990	4,25	20	4,25	vérifié
C15	0,2	0,3	0,00020	1	0,06	0,0504	0,0577	0,326	3	2,1	36,37	0,6990	-10,74	30	4,000	vérifié
C16	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,3434	3	2,1	36,37	0,6990	-2,50	20	3,200	vérifié
C17	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,5522	3	2,1	36,37	0,6990	4,37	20	4,369	vérifié
C18	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,5522	3	2,1	36,37	0,6990	4,37	20	4,369	vérifié
C19	0,2	0,2	0,00013	0,8	0,04	0,0324	0,0577	0,3004	3	2,1	36,37	0,6990	-3,92	20	3,200	vérifié

ANNEXE 2 -6 : Détails du ferrailage Poteau K1 P11 RDC

ANNEXE 3 : TABLEAUX DE FERRAILLAGE DES POUTRES**ANNEXE 3 -1 : Ferrailage Poutres PBSS (radier)**

Poutres	géométrie		Moments de calcul (T.m)		Armatures longitudinales		Chapeaux		Armatures Transversales	
	Portée(m)	Section	Mu	Mscr	A _{inf}	A _{sup}	A _{p, droit}	A _{p, gauche}	Nbre	répartition des cadres
A1	1.82	30*60	26,2		3,76(2HA16)	0(2HA8)	6,27(4HA16)	29,47(6HA25)	39cad HA14	1*0,01 + 18*0,05 + 2*0,01 + 18*0,05
A2	3.14	30*60	52,71	51,93	55,64(8HA25)	25,87(6HA25)	29,47(6HA25)	29,18(6HA25)	29cad HA14	1*1,38+1*0,02+1*0,05+1*0,01+1*0,01+1*0,04 +1*0,01-3*0,05+1*0,04+1*0,01+24*0,05
A3	5.46	30*60	18,88	12,44	13,09(8HA16)	0(2HA8)	29,18(6HA25)	2HA12	111cad HA14	1*0,00 + 54*0,05 + 2*0,03 + 54*0,05
A4	1.71	30*60	2,21	1,61	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	1,61(2HA12)	35cad	1*0,01 + 16*0,05 + 2*0,05 + 16*0,05
A5	0.56	30*60	0	0	0(2HA8)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	1,61(2HA12)	13cad HA6	1*0,01 + 5*0,05 + 2*0,02 + 5*0,05
A6	1.38	30*60	0,88	0,64	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	1,61(2HA12)	29cad HA6	1*0,01 + 13*0,05 + 2*0,03 + 13*0,05
A7	6.07	30*80	14,28	9,5	6,95(4HA6)	0(2HA8)	2,21(4HA14)	40,51(6HA25)	143cad HA6	1*0,01 + 60*0,05 + 2*0,03 + 60*0,05
A8	5.96	30*80	105,61	106,59	160,5(8HA25)	38,04(6HA25)	40,51(6HA25)	37,37(6HA25)	118cad HA10	1*0,00 + 36*0,05 + 1*0,20 + 19*0,05 + 2*0,03 + 59*0,05
A9	5.81	30*80	15,21	8,65	6,3(6HA12)	0(2HA8)	37,37(6HA25)	2,21(4HA14)	118cad HA8	1*0,00 + 58*0,05 + 1*0,01 + 58*0,05
A10	3.05	30*100	146,8	144,46	87,53(6HA12)	0(2HA8)	25,49(6HA25)	12,52(6HA16)	61cad HA10	1*0,01 + 12*0,05 + 1*0,15 + 15*0,05 + 2*0,03 + 30*0,05
A11	5.72	30*100	21,46	14,01	8,01(8HA12)	0(2HA8)	2,81(2HA14)	14,26(6HA20)	117cad HA8	1*0,00 + 57*0,05 + 2*0,01 + 57*0,05
A12	3.19	30*100	54,35	52,54	32,32(8HA25)	0(2HA8)	14,26(6HA20)	30,43(8HA25)	65cad HA8	1*0,00 + 31*0,05 + 2*0,05 + 31*0,05
A13	3.33	30*100	83,99	59,22	36,72(6HA25)	0(2HA8)	30,43(8HA25)	4,32(4HA16)	47cad HA8	1*1,10 + 11*0,06 + 2*0,02 + 33*0,05
A14	5.70	30*80	123,52	113,11	160,01(16HA32)	43,68(6HA25)	12,58(8HA16)	12,58(8HA16)	90cad HA10	1*0,01 + 89*0,05
A15	2.74	30*60	2,21	1,63	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	1,61(2HA12)	57cad HA6	1*0,01 + 27*0,05 + 2*0,01 + 27*0,05
A16	1.88	30*60	0,37	0,27	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	1,61(2HA12)	39cad HA6	1*0,00 + 60*0,05 + 2*0,01 + 60*0,05
A17	5.75	30*100	138,35	133,4	91,59(12HA32)	91,59(12HA32)	10,66(6HA16)	51,37(10HA25)	74cad HA10	1*1,25 + 32*0,05 + 2*0,03 + 19*0,05 + 1*0,95 + 19*0,05
A18	6.02	30*100	43,4	38,57	23,27(6HA25)	0(2HA8)	51,37(10HA25)	2,81(4HA12)	123cad HA8	1*0,01 + 60*0,05 + 2*0,01 + 60*0,05
A19	2.74	30*70	2,33	1,68	1,91(2HA12)	0(2HA8)	1,91(2HA12)	1,91(2HA12)	57cad HA8	1*0,01 + 27*0,05 + 2*0,01 + 27*0,05
A20	1.88	30*70	0,39	0,28	1,91(2HA12)	0(2HA8)	1,91(2HA12)	1,91(2HA12)	39cad HA8	1*0,01 + 18*0,05 + 2*0,03 + 18*0,05
A21	9.00	30*120	247,81	242,36	29,32(6HA32)	50,08(10HA25)	15,08(4HA25)	68,46(14HA25)	62cad HA10	1*1,05 + 100*0,05 + 1*2,10 + 17*0,05
A22	7.02	30*120	49,19	58,18	28,96(6HA25)	0(2HA8)	68,46(14HA25)	3,41(4HA12)	141cad HA10	1*0,01 + 140*0,05
A26	2.74	30*60	2,26	1,63	1,91(2HA12)	0(2HA8)	1,91(2HA12)	1,91(2HA12)	57cad HA8	1*0,01 + 27*0,05 + 2*0,01 + 27*0,05

A27	1.88	30*60	0,37	0,27	1,91(2HA12)	0(2HA8)	1,91(2HA12)	39cad HA8	1'0,01 + 18'0,05 + 2'0,03 + 18'0,05
A28	5.70	30*80	123,62	113,11	78,65(18HA32)	43,68(6HA25)	12,58(4HA20)	90cad HA12	1'0,01 + 89'0,05
A29	3.45	30*50	38,34	37,17	31,37(8HA25)	12,46(4HA20)	4,37(2HA20)	71cad HA10	1'0,01 + 34'0,05 + 2'0,03 + 34'0,05
A30	2.90	30*60	2,33	1,68	1,91(2HA12)	0(2HA8)	22,93(6HA25)	59cad HA10	1'0,01 + 28'0,05 + 2'0,05 + 28'0,05
A31	2.90	30*60	2,33	1,68	1,91(2HA12)	0(2HA8)	22,93(6HA25)	59cad HA10	1'0,01 + 28'0,05 + 2'0,05 + 28'0,05
A32	4.00	30*60	12,76	9,27	9,6(2HA25)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	81cad HA10	1'0,01 + 80'0,05
A33	2.50	30*60	2,33	1,68	1,91(2HA12)	0(2HA8)	22,93(6HA25)	59cad HA10	1'0,01 + 28'0,05 + 2'0,05 + 28'0,05
A34	2.90	30*60	2,33	1,68	1,91(2HA12)	0(2HA8)	22,93(6HA25)	59cad HA10	1'0,01 + 28'0,05 + 2'0,05 + 28'0,05
A35	4.83	30*60	18,6	13,52	14,30(8HA15)	0(2HA8)	1,94(2HA12)	99cad HA8	1'0,10 + 48'0,05 + 2'0,02 + 48'0,05
A36	1.50	30*60	0,72	0,52	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	31cad HA8	1'0,01 + 14'0,05 + 2'0,04 + 14'0,05
A37	2.85	30*60	2,33	1,7	1,64(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	59cad HA8	1'0,01 + 28'0,05 + 2'0,03 + 28'0,05

L1	1.90	30*60	1,74	1,25	1,61(2HA12)	0(2HA8)	6,12(6HA12)	39cad HA8	1'0,01 + 18'0,05 + 2'0,04 + 18'0,05
L2	1.90	30*60	2,14	1,54	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	39cad HA9	1'0,01 + 18'0,05 + 2'0,04 + 18'0,05
L3	1.70	30*60	0,52	0,35	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	35cad HA8	1'0,01 + 16'0,05 + 2'0,04 + 16'0,05
L4	1.70	30*60	0,73	0,51	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	35cad HA9	1'0,01 + 16'0,05 + 2'0,04 + 16'0,05
L5	2.00	30*60	0,84	0,59	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	41cad HA8	1'0,01 + 19'0,05 + 2'0,04 + 19'0,05
L6	1.75	30*60	0,81	0,58	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	37cad HA8	1'0,01 + 17'0,05 + 2'0,02 + 17'0,05
L7	2.00	30*60	1,01	0,74	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	41cad HA8	1'0,01 + 19'0,05 + 2'0,04 + 19'0,05
L8a	4.90	30*60	8,93	6,48	6,59(6HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	93cad HA8	1'0,01 + 45'0,05 + 2'0,05 + 45'0,05
L10	1.90	30*60	0,89	0,65	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	39cad HA8	1'0,01 + 18'0,05 + 2'0,04 + 18'0,05
L11	1.90	30*60	0,63	0,45	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	39cad HA9	1'0,01 + 18'0,05 + 2'0,04 + 18'0,05
L12	1.70	30*60	0,54	0,39	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	35cad HA9	1'0,01 + 16'0,05 + 2'0,04 + 16'0,05
L13	1.70	30*60	0,54	0,39	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	35cad HA10	1'0,01 + 16'0,05 + 2'0,04 + 16'0,05
L14	2.00	30*60	0,68	0,43	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	41cad HA8	1'0,01 + 19'0,05 + 2'0,04 + 19'0,05
L15	1.75	30*60	1,43	0,77	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	37cad HA8	1'0,01 + 17'0,05 + 2'0,02 + 17'0,05
L16	2.00	30*60	1,06	0,57	1,61(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	41cad HA8	1'0,01 + 19'0,05 + 2'0,04 + 19'0,05
L17	4.50	30*60	7,4	5,41(6HA12)	5,41(6HA12)	0(2HA8)	4,56(2HA12)	91cad HA8	1'0,01 + 44'0,05 + 2'0,05 + 44'0,05
L19	1.70	30*60	4	3,05	2,21(2HA12)	0(2HA8)	2,21(2HA8)	36cad HA8	1'0,01 + 16'0,05 + 2'0,04 + 16'0,05
L20	2.10	30*80	3,23	2,53	2,21(2HA12)	0(2HA8)	2,21(2HA8)	43cad HA8	1'0,01 + 20'0,05 + 2'0,05 + 20'0,05
L21	5.95	30*80	21,26	16,75	12,6(8HA14)	0(2HA8)	9,49(4HA20)	117cad HA8	1'0,00 + 116'0,05
L22	5.82	30*80	17,66	13,86	10,32(6HA16)	0(2HA8)	12,93(8HA14)	117cad HA9	1'1,10 + 1'0,40 + 1'0,20 + 15'0,40
L23	5.99	30*80	23,48	17,47	13,17(8HA16)	0(2HA8)	14,9(8HA16)	117cad HA10	1'0,00 + 116'0,05

L24	4.51	30°60	8,37	6,09	6,7(2HA20)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	4,49(4HA14)	92cad HAB	1°0,01 + 44°0,05 + 2°0,03 + 45°0,05
L25	2.64	30°60	0	0	0,27(2HA12)	0(2HA8)	4,49(4HA14)	1,61(2HA12)	55cad HAB	1°0,01 + 26°0,05 + 2°0,01 + 26°0,05
L26	6.77	30°60	33,16	24,08	40,78(6HA25)	0(2HA8)	3,30(2HA16)	18,64(6HA20)	137cad HA10	1°0,01 + 67°0,05 + 2°0,04 + 67°0,05
L27	4.38	30°60	2,52	1,84	3,4(4HA12)	0(2HA8)	18,64(6HA20)	0,0(2HA12)	89cad HAB	1°0,00 + 43°0,05 + 2°0,04 + 43°0,05
L28	2.74	30°60	5,32	3,86	3,83(4HA12)	0(2HA8)	0,0(2HA12)	1,61(2HA12)	57cad HAB	1°0,01 + 27°0,05 + 2°0,01 + 27°0,05
L29	3.31	30°60	3,63	2,64	2,59(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	2,28(2HA14)	67cad HAB	1°0,01 + 32°0,05 + 2°0,05 + 32°0,05
L30	2.84	30°60	1,57	1,14	1,61(2HA12)	0(2HA8)	2,28(2HA14)	1,61(2HA12)	59cad HAB	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,01 + 28°0,05
L31	3.31	30°60	3,63	2,64	2,59(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	2,28(2HA14)	67cad HAB	1°0,01 + 32°0,05 + 2°0,05 + 32°0,05
L32	2.84	30°60	1,57	1,14	1,61(2HA12)	0(2HA8)	2,28(2HA14)	1,61(2HA12)	59cad HAB	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,01 + 28°0,05
L33	3.31	30°60	3,63	2,64	2,59(4HA10)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	2,28(2HA14)	67cad HAB	1°0,01 + 32°0,05 + 2°0,05 + 32°0,05
L34	2.84	30°60	1,57	1,14	1,61(2HA12)	0(2HA8)	2,28(2HA14)	1,61(2HA12)	59cad HAB	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,01 + 28°0,05
L35	3.31	30°60	3,63	2,64	2,59(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	2,28(2HA14)	67cad HAB	1°0,01 + 32°0,05 + 2°0,05 + 32°0,05
L36	2.84	30°60	1,57	1,14	1,61(2HA12)	0(2HA8)	2,28(2HA14)	1,61(2HA12)	59cad HAB	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,01 + 28°0,05
L37	3.31	30°60	6,48	4,69	4,7(4HA14)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	0(2HA8)	67cad HAB	1°0,01 + 32°0,05 + 2°0,05 + 32°0,05
L38	2.84	30°60	0,89	0,63	2,28(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	17,98(4(HA25))	59cad HAB	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,02 + 28°0,05
L39	7.76	30°80	38,81	28,15	21,82(4HA20)	0(2HA8)	12,68(4HA20)	2,78(2HA12)	157cad HA10	1°0,00 + 77°0,05 + 2°0,03 + 77°0,05
L40	3.37	30°60	6,48	4,69	4,7(4HA14)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	0(2HA8)	67cad HAB	1°0,01 + 32°0,05 + 2°0,05 + 32°0,05
L41	2.84	30°60	0,89	0,63	2,28(2HA12)	0(2HA8)	1,61(2HA12)	17,98(4(HA25))	59cad HAB	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,02 + 28°0,05
L42	7.76	30°80	38,81	28,15	21,82(4HA20)	0(2HA8)	12,68(4HA20)	2,78(2HA12)	157cad HA10	1°0,00 + 77°0,05 + 2°0,03 + 77°0,05

ANNEXE 3 -2 : Ferrailage Poutres PISS

Poutres	géométrie		Moments de calcul(T.m)		Armatures longitudinales		Chapeaux		Armatures Transversales	
	Portée(m)	Section	Mu	Mser	Ainf (cm ²)	Asup (cm ²)	App droit	App gauche	Nbre	répartition
P1	2,8	100x60	4,88	3,75	5,36(4HA14)	0(2HA8)	5,36(4HA14)	5,36(4HA14)	57cad HA6	1°0,01 + 27°0,05 + 2°0,05 + 27°0,05
P2	2,6	100x60	4,29	3,13	5,36(4HA14)	0(2HA8)	5,36(4HA14)	5,36(4HA14)	53cad HA6	1°0,00 + 52°0,05
P3	2,6	100x60	4,39	3,2	5,36(4HA14)	0(2HA8)	5,36(4HA14)	5,36(4HA14)	53cad HA6	1°0,01 + 25°0,05 + 2°0,05 + 25°0,05
P4	3,01	100x60	5,92	4,81	5,36(4HA14)	0(2HA8)	5,36(4HA14)	5,36(4HA14)	63cad HA6	1°0,01 + 30°0,05 + 2°0,01 + 30°0,05
P5	2,86	100x60	7,24	5,27	5,36(4HA14)	0(2HA8)	5,36(4HA14)	5,36(4HA14)	59cad HA6	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,03 + 28°0,05
P6	3,01	100x60	2,58	1,86	5,36(4HA14)	0(2HA8)	14,48(4HA14)	5,36(4HA14)	63cad HA6	18°0,05 + 1°0,10 + 10°0,05 + 2°0,01 + 30°0,05
P7	5,51	100x60	29,49	21,59	17,38(6HA20)	0(2HA8)	5,36(4HA14)	14,48(113cad HA6	1°0,01 + 55°0,05 + 2°0,00 + 55°0,05
P8	6,38	30x60	29,82	36,69	189,63(8HA25)	13,7	3,18(6HA20)	3,18(5HA20)	129cad HA12	1°0,01 + 63°0,05 + 2°0,04 + 63°0,05
P9	2,69	20x50	4,29	3,08	3,05(2HA14)	0(2HA8)	0,89(2HA12)	0,89(2HA12)	55cad HA6	1°0,01 + 26°0,05 + 2°0,04 + 26°0,05
P10	2,6	180x60	394,94	292,32	154,67(8HA25)	17,32	18,28(12HA25)	18,28(4HA25)	53cadHA20	1°0,01 + 52°0,05
P11	3,01	180x60	78,47	76,8	63,93(8HA25)	0(2HA8)	9,65(4HA25)	9,65(4HA25)	63cadHA14	1°0,00 + 30°0,05 + 2°0,00 + 30°0,05
P12	3,01	180x60	124,9	122,54	104,93(8HA25)	0(2HA8)	14,11(6HA20)	14,11(6HA20)	63cadHA14	1°0,01 + 30°0,05 + 2°0,00 + 30°0,05
P13	5,51	30x60	23,5	17,23	14,60(8HA16)	0(2HA8)	1,97(4HA12)	1,97(4HA12)	111cadHA14	1°0,01 + 54°0,05 + 2°0,05 + 54°0,05
P14	2,65	200x50	5,37	3,95	8,94(8HA12)	0(2HA8)	8,94(12HA14)	8,94(12HA14)	55cadHA6	1°0,01 + 26°0,05 + 2°0,03 + 26°0,05
P15	3,1	20x50	0,66	0,41	0,89(2HA12)	0(2HA8)	6,62(2HA20)	0,89(2HA12)	31cadHA6	1°1,55 + 1°0,04 + 30°0,05
P16	6,64	30x60	23,84	17,39	11,24(6HA16)	0(2HA8)	10,56	4,96(4HA16)	135cadHA6	1°0,01 + 66°0,05 + 2°0,02 + 66°0,05
P17	6,72	30x60	17,28	13,37	7,86(6HA20)	0(2HA8)	13,45(6HA16)	10,56(6HA16)	137cadHA6	1°0,00 + 67°0,05 + 2°0,01 + 67°0,05
P18	6,94	30x60	30,64	23,1	27,27	0(2HA8)	1,78(4HA12)	13,45(8HA20)	141cadHA10	1°0,00 + 69°0,05 + 2°0,02 + 69°0,05
P19	6,6	30x60	19,22	14,06	11,08(6HA16)	0(2HA8)	1,61(4HA12)	1,61(4HA12)	133cadHA6	1°0,00 + 65°0,05 + 2°0,05 + 65°0,05
P20	7,5	204x60	139,32	122,72	104,93(8HA25)	0(2HA8)	14,08	14,08	151cadHA10	1°0,00 + 74°0,05 + 1°0,05 + 75°0,05
P21	7,5	180x60	349,64	335,41	242,48(16HA32)	203,82(6HA32)	20,16(6HA32)	20,16(6HA32)	151cadHA16	1°0,00 + 150°0,05
P22	7,5	205x60	359,99	339,39	2546,48(16HA32)	183,72(6HA32)	40,42(6HA32)	40,42(6HA32)	51cadHA14	1°0,00 + 150°0,05
P23	4,06	30x40	1,92	1,4	1,76(4HA12)	0(2HA8)	1,11(2HA12)	1,64(4HA12)	83cadHA6	1°0,00 + 40°0,05 + 2°0,03 + 40°0,05
P24	2,44	30x40	0,29	0,21	1,11(2HA12)	0(2HA8)	1,64(4HA12)	1,11(2HA12)	51cadHA146	1°0,00 + 24°0,05 + 2°0,02 + 24°0,05
P25	6,8	20x60	29,31	21,45	95,20(8HA32)	5,71 (HA20)	1,87(4HA14)	1,87(4HA14)	137cadHA6	1°0,01 + 67°0,05 + 2°0,04 + 67°0,05
P26	5,8	40x60	45,02	32,94	66,36(8HA25)	2,14(4HA16)	2,85(4HA16)	2,85(4HA16)	117cadHA8	1°0,00 + 116°0,05
P27	5,8	40x60	45,02	32,94	66,36	2,14(4HA16)	2,85(4HA16)	2,85(4HA16)	117cadHA8	1°0,00 + 116°0,05
P28	6,8	20x60	29,31	21,45	95,20(8HA32)	5,71(2HA20)	1,87(4HA14)	1,87(4HA14)	137cadHA6	

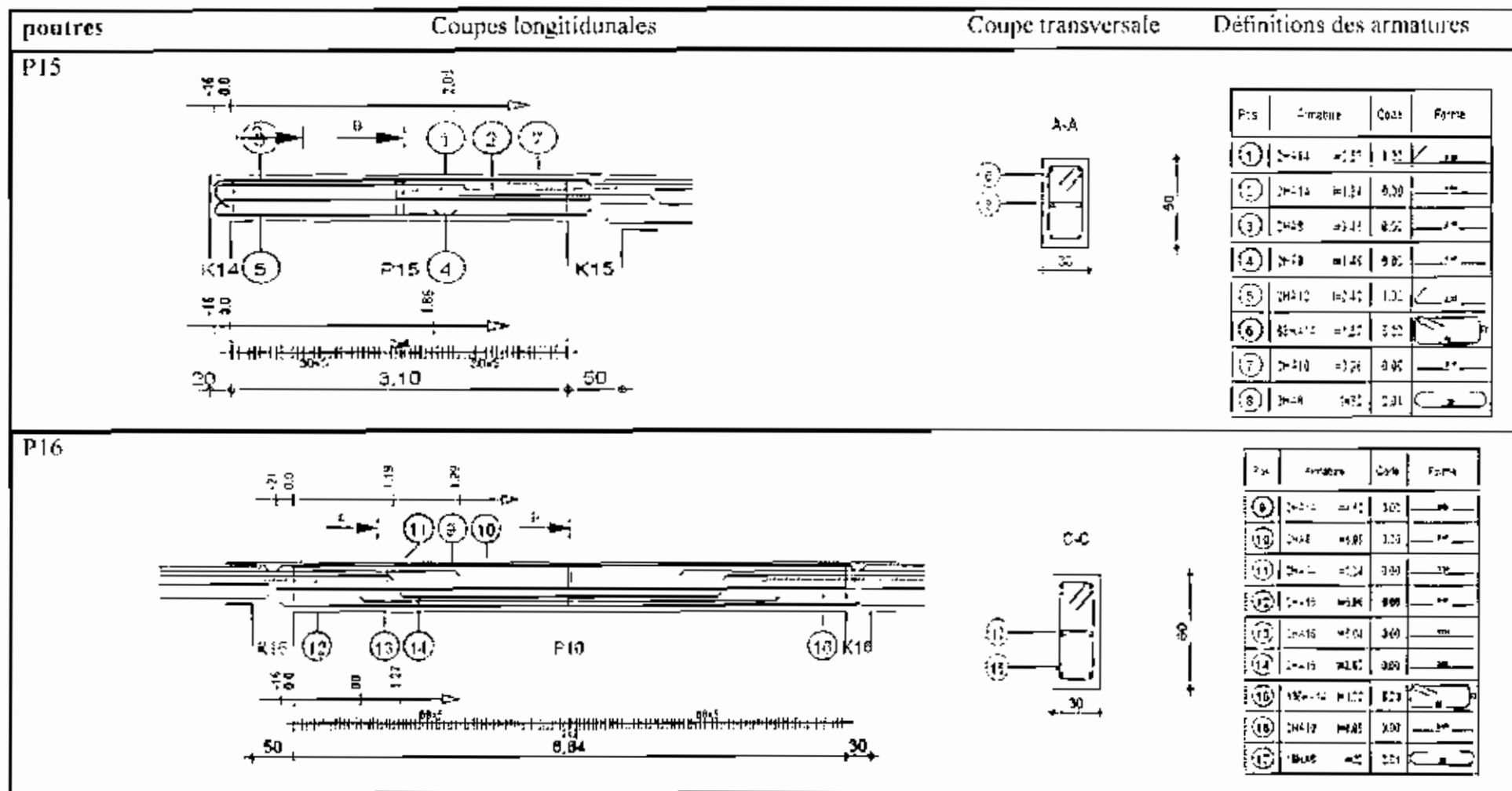
P29	3,14	30x60	2,69	1,97	1,61(2HA12)	0(HA8)	1,61(2HA12)	1,61(2HA12)	65cadHA6	1°0,00 + 31°0,05 + 2°0,02 + 31°0,05
P30	3,14	30x60	2,69	1,97	1,61(2HA12)	0(HA8)	1,61(2HA12)	1,61(2HA12)	65cadHA6	1°0,00 + 31°0,05 + 2°0,02 + 31°0,05
A23	2,45	30x40	3,16	2,31	2,95(2HA14)	0(2HA8)	1,11(2HA12)	1,11(2HA12)	51cadHA6	1°0,00 + 24°0,05 + 2°0,02 + 24°0,05
A24	4,3	20x40	8,04	5,88	10,88(6HA16)	0(2HA8)	1,07(2HA12)	1,07(2HA12)	87cadHA8	1°0,01 + 42°0,05 + 2°0,04 + 42°0,05
A25	3,52	30x40	2,29	1,67	2,11(2HA12)	0(2HA8)	1,11(2HA12)	2,95(2HA14)	73cadHA6	1°0,00 + 35°0,05 + 2°0,01 + 35°0,05
A26	3,47	30x40	2,19	1,59	2,04(2HA12)	0(2HA8)	2,95(2HA14)	1,1(2HA12)	71cadHA6	1°0,00 + 34°0,05 + 2°0,03 + 34°0,05
A27	2,2	20x50	0,56	0,41	0,89(2HA12)	0(2HA8)	6,62	0,89(2HA12)	31cadHA6	1°0,00 + 21°0,05 + 2°0,05 + 21°0,05
A28	3,98	230x60	11,59	8,47	12,33(4HA20)	0(2HA8)	12,33(4HA20)	12,33(4HA20)	81cadHA8	1°0,00 + 39°0,05 + 2°0,04 + 39°0,05
A29	3,06	230x60	3,43	2,53	12,33(4HA20)	0(2HA8)	12,33(4HA20)	12,33(4HA20)	63cadHA6	1°0,00 + 30°0,05 + 2°0,03 + 30°0,05
A30	2,91	30x55	0,28	0	1,45(2HA12)	0(2HA8)	1,45(4HA16)	18,25	59cadHA8	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,04 + 28°0,05
A31	3,36	30x55	53,13	52,74	40,09 (8HA29)	49,99(8HA25)	18,25(12HA25)	21,21(12HA25)	30cadHA14	1°1,30 + 4°0,05 + 2°0,03 + 3°0,05 + 1°0,15 + 24°0,05
A32	2,81	30x55	2,23	2,34	2,45(2HA14)	0(2HA8)	21,21(12HA25)	0(2HA8)	58cadHA6	1°0,00 + 28°0,05 + 2°0,02 + 27°0,05
A33	2,76	30x55	7,15	16,13	5,47(4HA14)	0(2HA8)	0(2HA8)	4,49(4HA14)	57cadHA8	1°0,01 + 27°0,05 + 2°0,02 + 27°0,05
A34	2,61	30x55	3,36	2,29	1,97(2HA12)	0(2HA8)	4,49(4HA14)	2,9(4HA14)	53cadHA8	1°0,01 + 25°0,05 + 2°0,04 + 25°0,05
A35	2,6	30x55	4,36	3,23	2,81(2HA14)	0(2HA8)	2,9(4HA14)	1,46(2HA12)	53cadHA8	1°0,01 + 25°0,05 + 2°0,04 + 25°0,05
A36a	3,9	30x55	10,32	7,33	6,8(4HA16)	0(2HA8)	1,45(2HA12)	6,77(4HA16)	79cadHA8	1°0,01 + 38°0,05 + 2°0,04 + 38°0,05
A36	3,05	30x55	4,72	3,43	2,99(2HA14)	0(2HA8)	6,77(4HA16)	3,35(4HA14)	63cadHA(HA8)	1°0,01 + 30°0,05 + 2°0,01 + 30°0,05
A37	3,04	30x55	5,5	3,98	3,5(4HA14)	0(2HA8)	3,35(4HA14)	5,75(4HA16)	63cadHA(HA8)	1°0,01 + 30°0,05 + 2°0,01 + 30°0,05
A38	3,91	30x55	9,32	6,79	6,1(4HA16)	0(2HA8)	5,75(4HA16)	7,8(6HA16)	79cadHA8	1°0,01 + 38°0,05 + 2°0,05 + 38°0,05
A39	3,91	30x55	9,16	6,68	5,99(4HA16)	0(2HA8)	7,8(6HA16)	1,46(2HA12)	79cadHA8	1°0,01 + 38°0,05 + 2°0,04 + 38°0,05
A40	2,89	30x40	5,28	3,85	5,01(4HA14)	0(2HA8)	1,11(2HA12)	6,94(4HA16)	59cadHA8	1°0,01 + 28°0,05 + 2°0,03 + 28°0,05
A41	3,03	30x40	6,33	4,61	4,57(2HA20)	0(2HA8)	5,25(4HA16)	1,31(2HA12)	62cadHA8	1°1,45 + 1°0,05 + 2°0,02 + 9°0,05 + 1°0,15 + 18°0,05

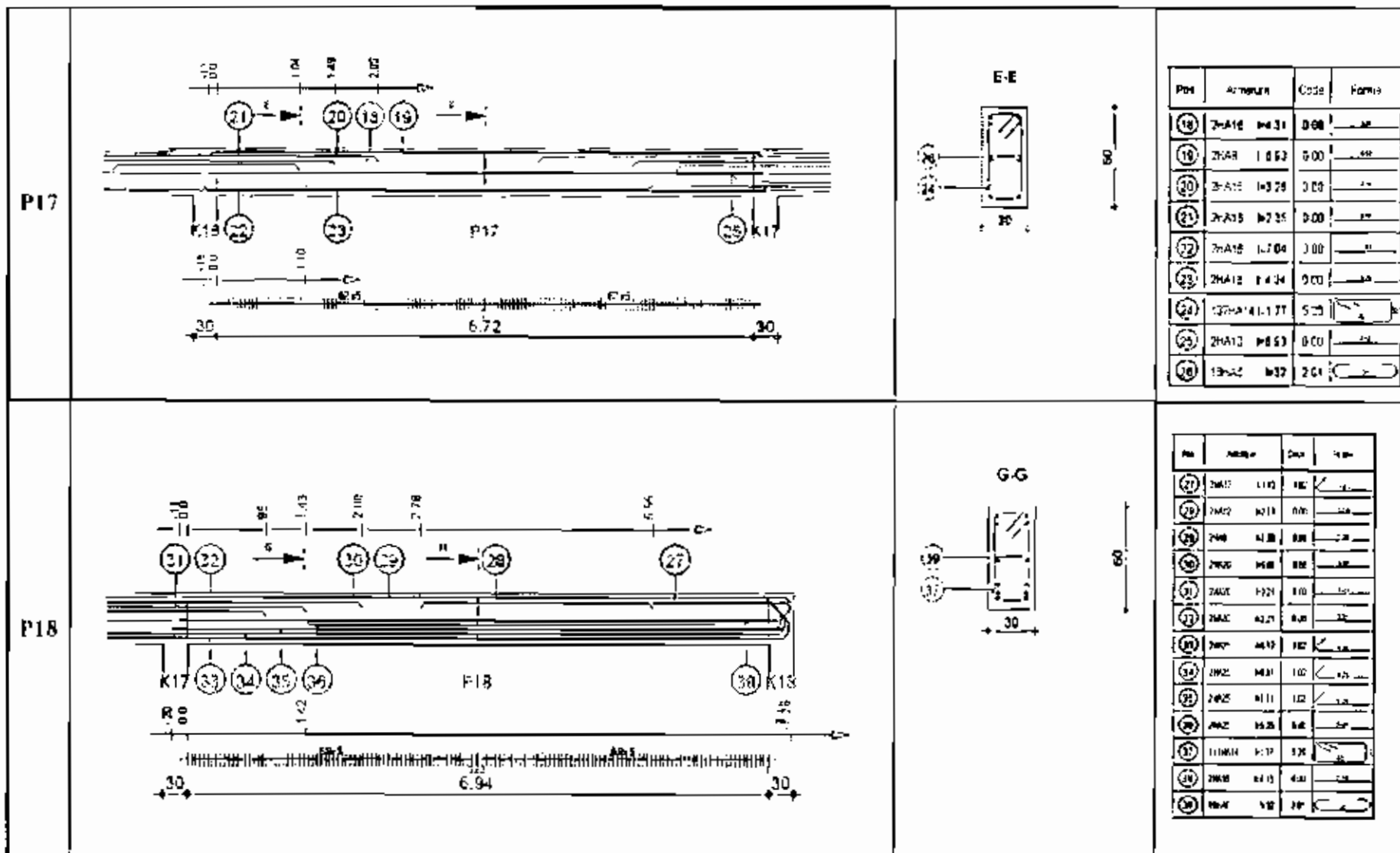
ANNEXE 3 -3 : Ferrailage Poutres PH RDC et 1^{er}

Poutres	géométrie		Moments de calcul(T,m)		Armatures longitudinales		Chapeaux		Armatures Transversales	
	Portée(m)	Section	Mu	Mser	Ainf (cm ²)	Asup(cm ²)	App droit(cm ²)	App gauche(cm ²)	Nbre	repartition (m)
P1	7,79	20x90	56,08	39,84	28,22(6HA25)	0(2HA8)	2,98(4HA14)	2,98(4HA10)	154 cad HA10	1*0,01 + 77*0,05 + 2*0,04 + 77*0,05
P2	4,29	20x60	5,28	3,91	2,3(2HA14)	0(2HA8)	3,44(2HA16)	1,07(2HA12)	86cadHA8	1*0,04 + 42*0,05 + 1*0,03 + 42*0,05
P3	4,6	20x60	6,85	5,08	3,15(2HA14)	0(2HA8)	1,07(2HA12)	3,44(2HA16)	93cadHA8	1*0,02 + 45*0,05 + 2*0,02 + 45*0,05
P4	2,78	20x40	3,3	2,4	2,34(2HA14)	0(2HA8)	0,74(2HA12)	0,74(2HA12)	57cadHA6	1*0,00 + 65*0,05 + 2*0,04 + 65*0,05
P5	4,03	20x70	2,75	4,49	2,09(2HA12)	0(2HA8)	10,16(6HA12+2HA12)	1,27(2HA12)	81cadHA8	1*0,04 + 39*0,05 + 1*0,03 + 40*0,05
P6	6,6	20x70	26,86	20,1	15,10(8HA16)	0(2HA8)	1,27(2HA12)	10,16(6HA16+2HA12)	133cadHA8	1*0,00 + 65*0,05 + 2*0,04 + 65*0,05
P7	6,89	20x80	49,82	36,5	42,79(10HA25)	4,44(4HA12)	2,32(4HA12)	2,32(4HA12)	133cadHA10	1*0,01 + 68*0,05 + 2*0,04 + 68*0,05
P8	6,94	20x80	68,2	49,94	102,94(20HA25)	14,17(6HA20)	3,20(2HA16)	3,20(2HA16)	140cadHA10	1*0,01 + 69*0,05 + 1*0,03 + 69*0,05
P9	6,92	20x70	70,72	51,72	72,4(16HA25)	0(2HA8)	5,4(6HA12)	5,4(6HA12)	139cadHA10	1*0,01 + 138*0,05
P10	7	20x80	69,15	50,63	109,22(20HA25)	14,71(6HA20)	3,24(4HA16)	3,24(4HA16)	141cadHA10	1*0,00 + 69*0,05 + 2*0,05 + 69*0,05
P11	5,36	20x75	13,48	9,85	2,29(2HA20)	0(2HA8)	5,68(6HA12)	1,37(2HA12)	108cadHA8	1*0,04 + 52*0,05 + 2*0,03 + 53*0,05
P12	1,1	20x75	0	0	0(2HA8)	0(2HA8)	11,21(6HA16)	7,98(6HA14)	23cadHA8	1*0,02 + 10*0,05 + 2*0,04 + 10*0,05
P13	6,7	20x75	24,76	18,13	11,97(4HA20)	0(2HA8)	11,21(6HA16)	11,21(6HA16)	135cadHA8	1*0,01 + 66*0,05 + 2*0,04 + 66*0,05
P14	1,1	20x75	0	0	0(2HA8)	0(2HA8)	7,98(6HA14)	11,21(6HA16)	23cadHA8	1*0,01 + 10*0,05 + 2*0,04 + 10*0,05
P15	5,36	20x75	13,48	9,85	6,29(2HA20)	0(2HA8)	1,37(2HA12)	5,68(6HA12)	108cadHA8	1*0,02 + 53*0,05 + 2*0,03 + 52*0,05
P16	4,75	20x60	12,12	8,88	7,41(4HA16)	0(2HA8)	6,32(8HA12)	1,07(2HA12)	97cadHA8	1*0,01 + 47*0,05 + 2*0,02 + 47*0,05
P17	3,45	20x60	3,47	2,52	1,99(2HA12)	0(2HA8)	1,07(2HA12)	6,32(8HA12)	70cadHA8	1*0,01 + 34*0,05 + 2*0,03 + 33*0,05
P18	7,1	20x75	39,95	29,31	33,59(8HA25)	2,52(2HA14)	21,8(12HA16)	1,99(2HA12)	143cadHA12	1*0,01 + 70*0,05 + 2*0,04 + 70*0,05
P19	1,3	20x40	0,69	0,51	0,74(2HA12)	0(2HA8)	0,74(2HA12)	0,74(2HA12)	27cadHA8	1*0,00 + 12*0,05 + 2*0,05 + 12*0,05
P20	3,8	20x50	8,07	3,91	0,07(4HA14)	0(2HA8)	4,84(4HA14)	0,89(2HA12)	77cadHA12	1*0,01 + 37*0,05 + 2*0,04 + 37*0,05
P21	1,3	20x50	5,91	2,4	1,01(2HA12)	0(2HA8)	1,06(2HA12)	4,84(4HA14)	27cadHA8	1*0,01 + 12*0,05 + 2*0,03 + 12*0,05
P22	3,8	20x50	10,12	7,42	7,72(4HA16)	0(2HA8)	6,39(4HA14)	0,96(2HA12)	77cadHA10	1*0,01 + 37*0,05 + 2*0,05 + 37*0,05
P23	1,3	20x50	0	0	1,12(2HA12)	0(2HA8)	1,22(2HA12)	6,39(4HA14)	27cadHA8	1*0,01 + 12*0,05 + 2*0,03 + 12*0,05
P24	7,1	20x80	33,79	25,86	16,13(6HA20)	0(2HA8)	4,20(4HA12)	1,99(2HA16)	143cadHA10	1*0,01 + 70*0,05 + 2*0,04 + 70*0,05
P25	1,52	20x40	1,18	1,04	1,89(2HA12)	0(2HA8)	0,74(2HA12)	11,16(6HA16)	32cadHA8	1*0,00 + 15*0,05 + 2*0,03 + 14*0,05
P26	1,75	20x40	3,32	2,43	3,18(2HA16)	0(2HA8)	1,05(2HA12)	0(2HA12)	36cadHA8	1*0,03 + 16*0,05 + 2*0,03 + 17*0,05

P27	1,5	20x40	0(2HA8)	0(2HA8)	0(2HA8)	0(2HA8)	5,57(4HA14)	1,05(2HA12)	31cadHA8	1°0,03 + 14°0,05 + 2°0,03 + 14°0,05
P28	5,1	20x75	15,44	11,33	7,29(4HA16)	0(2HA8)	1,37(2HA12)	2,60(2HA14)	103cadHA8	1°0,01 + 50°0,05 + 2°0,04 + 50°0,05
A1	2,2	30x30	1,58	1,26	2,3(2HA14)	0(2HA8)	2,38(2HA14)	0,89(2HA12)	46cadHA6	1°0,00 + 21°0,05 + 2°0,05 + 21°0,05
A2	1,83	30x30	1,04	0,77	1,38(2HA12)	0(2HA8)	2,21(2HA12)	2,38(2HA14)	39cadHA6	1°0,00 + 18°0,05 + 2°0,01 + 18°0,05
A3	2,11	30x30	1,46	1,16	2,11(2HA12)	0(2HA8)	0,89(2HA12)	2,21(2HA12)	45cadHA6	1°0,00 + 21°0,05 + 2°0,00 + 21°0,05
A4	2,7	20x30	2,71	1,97	3,76(2HA16)	0(2HA8)	2,94(2HA14)	0,59(2HA10)	55cadHA6	1°0,01 + 26°0,05 + 2°0,04 + 26°0,05
A5	1,55	20x30	0	0	0(2HA8)	0(2HA8)	1,13(2HA10)	2,94(2HA14)	33cadHA6	1°0,01 + 15°0,05 + 2°0,02 + 15°0,05
A6	1,83	20x30	1,45	1,05	1,94(2HA12)	0(2HA8)	0,59(2HA8)	1,13(2HA10)	39cadHA6	1°0,01 + 18°0,05 + 2°0,03 + 18°0,05
A7	2,2	30x30	1,58	1,26	2,3(2HA14)	0(2HA8)	2,38(2HA14)	0,89(2HA12)	46cadHA6	1°0,00 + 21°0,05 + 2°0,05 + 21°0,05
A8	1,83	30x30	1,04	0,77	1,38(2HA12)	0(2HA8)	2,21(2HA12)	2,38(2HA14)	39cadHA6	1°0,00 + 18°0,05 + 2°0,01 + 18°0,05
A9	2,11	30x30	1,46	1,16	2,11(2HA12)	0(2HA8)	0,89(2HA12)	2,21(2HA12)	45cadHA6	1°0,00 + 21°0,05 + 2°0,00 + 21°0,05
A10	1,15	20x30	0,23	0,15	0,59(2HA12)	0(2HA8)	2,11(2HA12)	0,59(2HA8)	25cadHA6	1°0,01 + 11°0,05 + 2°0,01 + 11°0,05
A11	2,7	20x30	1,89	1,37	2,57(2HA14)	0(2HA8)	3,04(2HA14)	2,11(2HA12)	55cadHA6	1°0,01 + 26°0,05 + 2°0,04 + 26°0,05
A12	2,3	20x30	1,78	1,29	2,41(2HA14)	0(2HA8)	0,59(2HA8)	3,04(2HA14)	47cadHA6	1°0,01 + 22°0,05 + 2°0,04 + 22°0,05
A13	2,3	30x30	0,29	0,21	0,89(2HA12)	0(2HA8)	0,89(2HA12)	0,89(2HA12)	27cadHA6	1°0,00 + 12°0,05 + 2°0,05 + 12°0,05
A14	2,84	30x30	1,78	1,3	2,38(2HA14)	0(2HA8)	0,89(2HA12)	0,89(2HA12)	59cadHA6	1°0,00 + 28°0,05 + 2°0,02 + 28°0,05
A15	3	20x30	1,66	1,16	2,15(2HA12)	0(2HA8)	0,59(2HA8)	0,59(2HA12)	61cadHA6	1°0,00 + 29°0,05 + 2°0,05 + 29°0,05
A16	3	20x30	2,97	2,09	4,01(2HA16)	0(2HA8)	0,59(2HA8)	0,59(2HA12)	61cadHA6	1°0,01 + 29°0,05 + 2°0,04 + 29°0,05
A17	1,5	20x30	0,87	0,62	1,13(2HA12)	0(2HA8)	0,59(2HA8)	0,59(2HA12)	31cadHA6	1°0,01 + 14°0,05 + 2°0,05 + 14°0,05
A18	2	20x30	2,21	1,6	3,02(2HA14)	0(2HA8)	0,59(2HA8)	0,59(2HA12)	41cadHA6	1°0,01 + 19°0,05 + 2°0,04 + 19°0,05
A19	4,91	30x40	13,61	10	55,43(8HA25)	0(2HA8)	1,83(2HA12)	1,83(2HA12)	100cadHA8	1°0,01 + 49°0,05 + 1°0,01 + 49°0,05
A20	4,91	30x40	13,61	10	55,43(8HA25)	0(2HA8)	1,83(2HA12)	1,83(2HA12)	100cadHA8	1°0,01 + 49°0,05 + 1°0,01 + 49°0,05
A21	3,97	20x40	5,32	3,91	5,25(4HA14)	0(2HA8)	0,74(2HA12)	0,74(2HA12)	79cadHA6	1°0,01 + 38°0,05 + 2°0,03 + 38°0,05

ANNEXE 3 -4 : Ferrailage de la poutre continue P15 à P18





ANNEXE 4 : CALCULS DES PANNEAUX

ANNEXE 4 -1 : Sollicitations des panneaux isostatiques PH RDC au PH 6^{ème}

Panneau	lx(m)	ly(m)	ρ	ELU			E.L.S			Mx	My	Mt				Map			
				η_x	η_y	$p(MN/m)$	η_x	η_y	$p(MN/m)$			rive		inter.		rive		inter.	
												Mtx	Mty	Mtx	Mty	Max	May	Max	May
D1	3,8	12,1	0,3140	-	-	1,51	-	-	1,1	1,9855	1,688	-	1,489	-	0,596	-	0,792	-	
D2	5,3	6,6	0,6163	0,0794	0,3205	1,64	0,084	0,468	1,2	2,845	0,912	2,418	0,775	2,134	0,684	0,853	0,274	1,422	0,456
D3	5,25	24,45	0,2147	-	-	1,64	-	-	1,2	4,1344	-	3,514	-	3,101	-	1,240	-	2,067	-
D4	18,2	24,45	0,3354	-	-	1,61	-	-	1,32	11,095	-	9,430	-	8,321	-	3,328	-	5,547	-
D5	3,49	18,64	0,1872	-	-	1,87	-	-	1,35	2,0554	-	1,747	-	1,542	-	0,617	-	1,028	-
D6	2,6	6,51	0,3994	-	-	1,81	-	-	1,3	1,0985	-	0,934	-	0,824	-	0,330	-	0,549	-
D7	3,58	7,5	0,4773	0,0994	0,25	1,64	0,103	0,349	1,2	1,578	0,394	1,341	0,335	1,183	0,296	0,473	0,118	0,789	0,197
D8	5,04	6,86	0,7347	0,0646	0,478	1,64	0,071	0,618	1,2	2,158	1,032	1,834	0,677	1,619	0,774	0,647	0,309	1,079	0,516
D9	8,23	21,22	0,3878	-	-	1,64	-	-	1,2	10,16	-	8,636	-	7,620	-	3,048	-	5,080	-
D9a	6,9	10,11	0,6825	0,071	0,4034	1,64	0,077	0,558	1,2	4,382	1,768	3,725	1,503	3,287	1,326	1,315	0,530	2,191	0,884
D10	7,69	11,15	0,6897	0,0697	0,4181	1,81	0,076	0,57	1,32	5,894	2,464	5,009	2,094	4,420	1,848	1,768	0,739	2,947	1,232
PH Ass voiture	4,3	6,6	0,6515	0,0751	0,3613	2,15	0,061	0,524	1,525	2,270	0,820	1,929	0,697	1,702	0,615	0,681	0,246	1,135	0,410

Vérifications des contraintes de cisaillement

Panneau	Pu(MN/n)	lx(m)	h(m)	Vu(MN)	$\delta u(Mpa)$	0,07x f_c 28/1,5
D1	3,8	1,51	0,16	2,869	0,1992	1,167
D2	15,3	1,64	0,2	4,346	0,2414	1,167
D3	5,25	1,64	0,2	4,305	0,2392	1,167
D4	8,2	1,81	0,25	7,421	0,3298	1,167
D5	3,49	1,87	0,18	3,263	0,2014	1,167
D6	2,6	1,81	0,16	2,353	0,1634	1,167
D7	3,58	1,64	0,2	2,936	0,1631	1,167
D8	5,04	1,64	0,2	4,133	0,2296	1,167
D9	8,23	1,64	0,2	6,749	0,3749	1,167
D9a	6,9	1,64	0,2	5,658	0,3143	1,167
D10	7,69	1,81	0,25	6,959	0,3093	1,167
PH Ass voiture	4,3	2,15	0,2	4,623	0,2568	1,167

Les contraintes de cisaillement sont toutes inférieures à la valeur maximale

ANNEXE 4-2 : Ferrailage des panneaux isostatiques PH RDC au PH 6^{ème}

Panneau	Mt		Map		Atx(cm ² /ml)	Aty(cm ² /ml)	Aax(cm ²)	Aay(cm ²)
	rive		rive					
	Mtx	Mty	Max	May				
D1	1,688	-	0,596	-	2,83	0,7075	1,000	0,25
D2	2,418	0,775	0,853	0,274	5,100	1,570	1,810	0,110
D3	3,514	-	1,240	-	7,56	1,89	2,560	0,64
D4	9,430	-	3,328	-	12,48	3,12	-	-
D5	1,747	-	0,617	-	3,31	0,8275	1,200	0,3
D6	0,934	-	0,330	-	1,55	0,3875	0,600	0,15
D7	1,341	0,335	0,473	0,118	2,800	0,700	0,980	0,235
D8	1,834	0,877	0,647	0,309	3,570	1,880	1,320	0,600
D9	8,636	-	3,048	-	10,15	2,5375	-	-
D9a	3,725	1,503	1,315	0,530	7,98	3,050	2,800	1,100
D10	5,009	2,094	1,768	0,739	9,140	5,380	4,590	1,960
PH Ass. voiture	1,929	0,697	0,681	0,246	6,1	2,160	2,170	0,710

Panneau	Armatures en travée (par ml)		Armatures sur appui (par ml)	
	sens lx (1 ^{er} lit inf.)	sens ly (2 ^e lit inf.)	sens lx	sens ly
D1	5 HA10	5 HA6	5 HA6	5 HA6
D2	5 HA12	5 HA8	5 HA8	5 HA6
D3	5 HA14	5 HA8	5 HA8	5 HA6
D4	-	-	-	-
D5	5 HA10	5 HA6	5 HA6	5 HA6
D6	5 HA8	5 HA6	5 HA6	5 HA6
D7	5 HA10	5 HA6	5 HA6	5 HA6
D8	5 HA10	5 HA8	5 HA6	5 HA6
D9	-	-	-	-
D9a	5 HA14	5 HA10	5 HA8	5 HA6
D10	5 HA16	5 HA12	5 HA10	5 HA8
PH Ass. voiture	5 HA14	5 HA10	5 HA8	5 HA6

ANNEXE 5 : CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX DE FONDATION

Φ800	Echantillon A		Kp= 16		Pl= 3,6MPa		Φ1000		Echantillon A	
	Profondeur (m)	Z (m)	Qpu (T)	Kp (T/m³)	Qpu (T)	Qc (ELIS) (T)	Z (m)	Pl (T/m³)	Kp (T/m³)	Qpu (T)
2.8	0	0	2.89	1.6	0	1.445	0	3.6	1.6	4.42
1.8	1	1	2.89	1.6	22.28	17.041	1	3.6	1.6	4.42
0.8	2	2	2.89	1.6	44.56	32.637	2	3.6	1.6	4.42
-0.2	3	3	2.89	1.6	66.84	48.233	3	3.6	1.6	4.42
-1.2	4	4	2.89	1.6	89.12	63.829	4	3.6	1.6	4.42
-2.2	5	5	2.89	1.6	111.4	79.425	5	3.6	1.6	4.42
-3.2	6	6	2.89	1.6	133.68	95.021	6	3.6	1.6	4.42
-4.2	7	7	2.89	1.6	155.96	110.617	7	3.6	1.6	4.42
-5.2	8	8	2.89	1.6	178.24	126.213	8	3.6	1.6	4.42
-6.2	9	9	2.89	1.6	200.52	141.809	9	3.6	1.6	4.42
-7.2	10	10	2.89	1.6	222.8	157.405	10	3.6	1.6	4.42
-8.2	11	11	2.89	1.6	245.08	173.001	11	3.6	1.6	4.42
-9.2	12	12	2.89	1.6	267.36	188.597	12	3.6	1.6	4.42
-10.2	13	13	2.89	1.6	289.64	204.193	13	3.6	1.6	4.42
-11.2	14	14	2.89	1.6	311.92	219.789	14	3.6	1.6	4.42
-12.2	15	15	2.89	1.6	334.2	235.385	15	3.6	1.6	4.42
-13.2	16	16	2.89	1.6	356.48	250.981	16	3.6	1.6	4.42
-14.2	17	17	2.89	1.6	378.76	266.577	17	3.6	1.6	4.42
-15.2	18	18	2.89	1.6	401.04	282.173	18	3.6	1.6	4.42
-16.2	19	19	2.89	1.6	423.32	297.769	19	3.6	1.6	4.42
-17.2	20	20	2.89	1.6	445.6	313.365	20	3.6	1.6	4.42
-18.2	21	21	2.89	1.6	467.88	328.961	21	3.6	1.6	4.42
-19.2	22	22	2.89	1.6	490.16	344.557	22	3.6	1.6	4.42
-20.2	23	23	2.89	1.6	512.44	360.153	23	3.6	1.6	4.42
-21.2	24	24	2.89	1.6	534.72	375.749	24	3.6	1.6	4.42
-22.2	25	25	2.89	1.6	557	391.345	25	3.6	1.6	4.42
-23.2	26	26	2.89	1.6	579.28	406.941	26	3.6	1.6	4.42
-24.2	27	27	2.89	1.6	601.56	422.537	27	3.6	1.6	4.42
-25.2	28	28	2.89	1.6	623.84	438.133	28	3.6	1.6	4.42

Φ1200	Echantillon A			Kp= 1,6		Pl= 3,6MPa	
	Profondeur	Z	Pl	Kp	Qpu (T)	Qsu (T)	Qc (ELS) (T)
	2,8	0	3,6	1,6	6,51	0	3,255
	1,8	1	3,6	1,6	6,51	34,52	27,419
	0,8	2	3,6	1,6	6,51	69,04	51,583
	-0,2	3	3,6	1,6	6,51	103,56	75,747
	-1,2	4	3,6	1,6	6,51	138,08	99,911
	-2,2	5	3,6	1,6	6,51	172,6	124,075
	-3,2	6	3,6	1,6	6,51	207,12	148,239
	-4,2	7	3,6	1,6	6,51	241,64	172,403
	-5,2	8	3,6	1,6	6,51	276,16	196,567
	-6,2	9	3,6	1,6	6,51	310,68	220,731
	-7,2	10	3,6	1,6	6,51	345,2	244,895
	-8,2	11	3,6	1,6	6,51	379,72	269,059
	-9,2	12	3,6	1,6	6,51	414,24	293,223
	-10,2	13	3,6	1,6	6,51	448,76	317,387
	-11,2	14	3,6	1,6	6,51	483,28	341,551
	-12,2	15	3,6	1,6	6,51	517,8	365,715
	-13,2	16	3,6	1,6	6,51	552,32	389,879
	-14,2	17	3,6	1,6	6,51	586,84	414,043
	-15,2	18	3,6	1,6	6,51	621,36	438,207
	-16,2	19	3,6	1,6	6,51	655,88	462,371
	-17,2	20	3,6	1,6	6,51	690,4	486,535
	-18,2	21	3,6	1,6	6,51	724,92	510,699
	-19,2	22	3,6	1,6	6,51	759,44	534,863
	-20,2	23	3,6	1,6	6,51	793,96	559,027
	-21,2	24	3,6	1,6	6,51	828,48	583,191
	-22,2	25	3,6	1,6	6,51	863	607,355
	-23,2	26	3,6	1,6	6,51	897,52	631,519
	-24,2	27	3,6	1,6	6,51	932,04	655,683
	-25,2	28	3,6	1,6	6,51	966,56	679,847

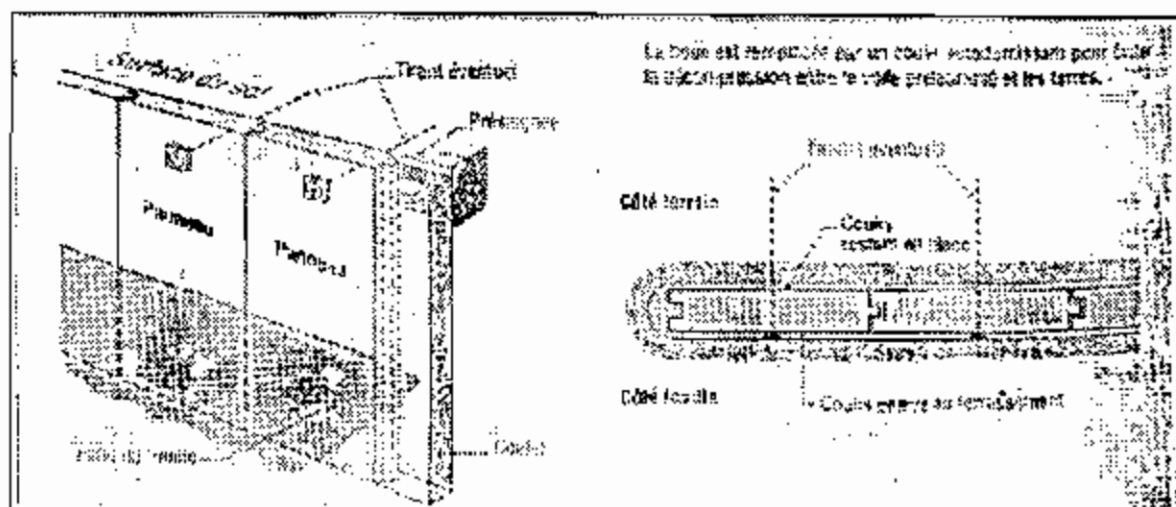
Φ800	Echantillon B et C			Kp= 1,6			Pl= 3,5MPa			Φ1000			
	Profondeur	Z	Pl	Kp	Qpu (T)	Qsu (T)	Qc (ELS)	Z	Pl	Kp	Qpu (T)	Qsu (T)	Qc (ELS) (T)
	2,8	0	3,6	1,6	2,81	0	1,405	0	3,6	1,6	4,39	0	2,195
	1,8	1	3,6	1,6	2,81	31,66	23,567	1	3,6	1,6	4,39	39,58	29,901
	0,8	2	3,6	1,6	2,81	63,32	45,729	2	3,6	1,6	4,39	79,16	57,607
	-0,2	3	3,6	1,6	2,81	94,98	67,891	3	3,6	1,6	4,39	118,74	85,313
	-1,2	4	3,6	1,6	2,81	126,64	90,053	4	3,6	1,6	4,39	158,32	113,019
	-2,2	5	3,6	1,6	2,81	158,3	112,215	5	3,6	1,6	4,39	197,9	140,725
	-3,2	6	3,6	1,6	2,81	189,96	134,377	6	3,6	1,6	4,39	237,48	168,431
	-4,2	7	3,6	1,6	2,81	221,62	156,539	7	3,6	1,6	4,39	277,06	196,137
	-5,2	8	3,6	1,6	2,81	253,28	178,701	8	3,6	1,6	4,39	316,64	223,843
	-6,2	9	3,6	1,6	2,81	284,94	200,863	9	3,6	1,6	4,39	356,22	251,549
	-7,2	10	3,6	1,6	2,81	316,6	223,025	10	3,6	1,6	4,39	395,8	279,255
	-8,2	11	3,6	1,6	2,81	348,26	245,187	11	3,6	1,6	4,39	435,38	306,961
	-9,2	12	3,6	1,6	2,81	379,92	267,349	12	3,6	1,6	4,39	474,96	334,667
	-10,2	13	3,6	1,6	2,81	411,58	289,511	13	3,6	1,6	4,39	514,54	362,373
	-11,2	14	3,6	1,6	2,81	443,24	311,673	14	3,6	1,6	4,39	554,12	390,079
	-12,2	15	3,6	1,6	2,81	474,9	333,835	15	3,6	1,6	4,39	593,7	417,785
	-13,2	16	3,6	1,6	2,81	506,56	355,997	16	3,6	1,6	4,39	633,28	445,491
	-14,2	17	3,6	1,6	2,81	538,22	378,159	17	3,6	1,6	4,39	672,86	473,197
	-15,2	18	3,6	1,6	2,81	569,88	400,321	18	3,6	1,6	4,39	712,44	500,903
	-16,2	19	3,6	1,6	2,81	601,54	422,483	19	3,6	1,6	4,39	752,02	528,609
	-17,2	20	3,6	1,6	2,81	633,2	444,645	20	3,6	1,6	4,39	791,6	556,315
	-18,2	21	3,6	1,6	2,81	664,86	466,807	21	3,6	1,6	4,39	831,18	584,021
	-19,2	22	3,6	1,6	2,81	696,52	488,969	22	3,6	1,6	4,39	870,76	611,727
	-20,2	23	3,6	1,6	2,81	728,18	511,131	23	3,6	1,6	4,39	910,34	639,433
	-21,2	24	3,6	1,6	2,81	759,84	533,293	24	3,6	1,6	4,39	949,92	667,139
	-22,2	25	3,6	1,6	2,81	791,5	555,455	25	3,6	1,6	4,39	989,5	694,845
	-23,2	26	3,6	1,6	2,81	823,16	577,617	26	3,6	1,6	4,39	1029,08	722,551
	-24,2	27	3,6	1,6	2,81	854,82	599,779	27	3,6	1,6	4,39	1068,66	750,257
	-25,2	28	3,6	1,6	2,81	886,48	621,941	28	3,6	1,6	4,39	1108,24	777,963

Φ1200	Echantillon B et C			Kp= 1,6		PI= 3,5MPa	
	Profondeur	Z	PI	Kp	Q _{pu} (T)	Q _u (T)	Q _c (ELS) (T)
	2,8	0	3,5	1,6	6,32	0	3,16
	1,8	1	3,5	1,6	6,32	47,49	36,403
	0,8	2	3,5	1,6	6,32	94,98	69,646
	-0,2	3	3,5	1,6	6,32	142,47	102,889
	-1,2	4	3,5	1,6	6,32	189,96	136,132
	-2,2	5	3,5	1,6	6,32	237,45	169,375
	-3,2	6	3,5	1,6	6,32	284,94	202,618
	-4,2	7	3,5	1,6	6,32	332,43	235,861
	-5,2	8	3,5	1,6	6,32	379,92	269,104
	-6,2	9	3,5	1,6	6,32	427,41	302,347
	-7,2	10	3,5	1,6	6,32	474,9	335,59
	-8,2	11	3,5	1,6	6,32	522,39	368,833
	-9,2	12	3,5	1,6	6,32	569,88	402,076
	-10,2	13	3,5	1,6	6,32	617,37	435,319
	-11,2	14	3,5	1,6	6,32	664,86	468,562
	-12,2	15	3,5	1,6	6,32	712,35	501,805
	-13,2	16	3,5	1,6	6,32	759,84	535,048
	-14,2	17	3,5	1,6	6,32	807,33	568,291
	-15,2	18	3,5	1,6	6,32	854,82	601,534
	-16,2	19	3,5	1,6	6,32	902,31	634,777
	-17,2	20	3,5	1,6	6,32	949,8	668,02
	-18,2	21	3,5	1,6	6,32	997,29	701,263
	-19,2	22	3,5	1,6	6,32	1044,78	734,506
	-20,2	23	3,5	1,6	6,32	1092,27	767,749
	-21,2	24	3,5	1,6	6,32	1139,76	800,992
	-22,2	25	3,5	1,6	6,32	1187,25	834,235
	-23,2	26	3,5	1,6	6,32	1234,74	867,478
	-24,2	27	3,5	1,6	6,32	1282,23	900,721
	-25,2	28	3,5	1,6	6,32	1329,72	933,964

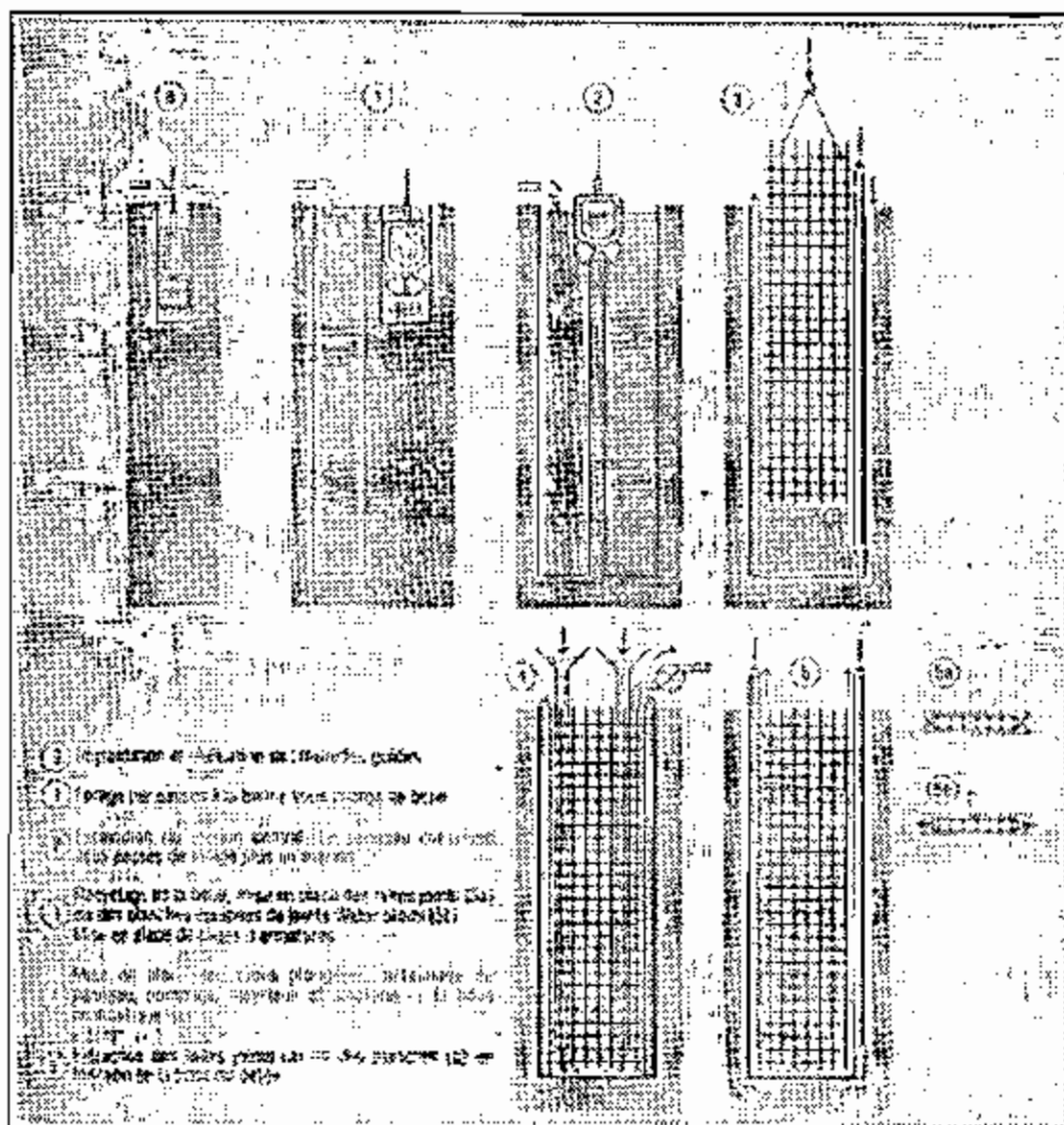
Φ800	Echantillon D			P1= 3.8MPa			Φ1000	Echantillon D					
	Profondeur	Z (m)	P1 (MPa)	Kp	Qpu (T)	Qsu (T)		Qc (EJS)	Z (m)	P1 (MPa)			Kp
	2.8	0	3.8	1.6	3.01	0	1.505	0	3.8	1.6	4.77	0	2.385
	1.8	1	3.8	1.6	3.01	70.76	51.037	1	3.8	1.6	4.77	87.77	63.824
	0.8	2	3.8	1.6	3.01	141.52	100.569	2	3.8	1.6	4.77	175.54	125.263
	-0.2	3	3.8	1.6	3.01	212.28	150.101	3	3.8	1.6	4.77	263.31	186.702
	-1.2	4	3.8	1.6	3.01	283.04	199.633	4	3.8	1.6	4.77	351.08	248.141
	-2.2	5	3.8	1.6	3.01	353.8	249.165	5	3.8	1.6	4.77	438.85	309.58
	-3.2	6	3.8	1.6	3.01	424.56	298.697	6	3.8	1.6	4.77	526.62	371.019
	-4.2	7	3.8	1.6	3.01	495.32	348.229	7	3.8	1.6	4.77	614.39	432.458
	-5.2	8	3.8	1.6	3.01	566.08	397.761	8	3.8	1.6	4.77	702.16	493.897
	-6.2	9	3.8	1.6	3.01	636.84	447.293	9	3.8	1.6	4.77	789.93	555.336
	-7.2	10	3.8	1.6	3.01	707.6	496.825	10	3.8	1.6	4.77	877.7	616.775
	-8.2	11	3.8	1.6	3.01	778.36	546.357	11	3.8	1.6	4.77	965.47	678.214
	-9.2	12	3.8	1.6	3.01	849.12	595.889	12	3.8	1.6	4.77	1053.24	739.653
	-10.2	13	3.8	1.6	3.01	919.88	645.421	13	3.8	1.6	4.77	1141.01	801.092
	-11.2	14	3.8	1.6	3.01	990.64	694.953	14	3.8	1.6	4.77	1228.78	862.531
	-12.2	15	3.8	1.6	3.01	1061.4	744.485	15	3.8	1.6	4.77	1316.55	923.97
	-13.2	16	3.8	1.6	3.01	1132.16	794.017	16	3.8	1.6	4.77	1404.32	985.409
	-14.2	17	3.8	1.6	3.01	1202.92	843.549	17	3.8	1.6	4.77	1492.09	1046.848
	-15.2	18	3.8	1.6	3.01	1273.68	893.081	18	3.8	1.6	4.77	1579.86	1108.287
	-16.2	19	3.8	1.6	3.01	1344.44	942.613	19	3.8	1.6	4.77	1667.63	1169.726
	-17.2	20	3.8	1.6	3.01	1415.2	992.145	20	3.8	1.6	4.77	1755.4	1231.165
	-18.2	21	3.8	1.6	3.01	1485.96	1041.677	21	3.8	1.6	4.77	1843.17	1292.604
	-19.2	22	3.8	1.6	3.01	1556.72	1091.209	22	3.8	1.6	4.77	1930.94	1354.043
	-20.2	23	3.8	1.6	3.01	1627.48	1140.741	23	3.8	1.6	4.77	2018.71	1415.482
	-21.2	24	3.8	1.6	3.01	1698.24	1190.273	24	3.8	1.6	4.77	2106.48	1476.921
	-22.2	25	3.8	1.6	3.01	1769	1239.805	25	3.8	1.6	4.77	2194.25	1538.36
	-23.2	26	3.8	1.6	3.01	1839.76	1289.337	26	3.8	1.6	4.77	2282.02	1599.799
	-24.2	27	3.8	1.6	3.01	1910.52	1338.869	27	3.8	1.6	4.77	2369.79	1661.238
	-25.2	28	3.8	1.6	3.01	1981.28	1388.401	28	3.8	1.6	4.77	2457.56	1722.677

$\Phi 1200$	Echantillon D	$k_p = 1,6$			$P_l = 3,8 \text{ MPa}$	
Profondeur	Z	P_l	K_p	$Q_{pu} (T)$	$Q_{su} (T)$	$Q_c (ELS) (T)$
2,8	0	3,8	1,6	6,86	0	3,43
1,8	1	3,8	1,6	6,86	105,55	77,315
0,8	2	3,8	1,6	6,86	211,1	151,2
-0,2	3	3,8	1,6	6,86	316,65	225,085
-1,2	4	3,8	1,6	6,86	422,2	298,97
-2,2	5	3,8	1,6	6,86	527,75	372,855
-3,2	6	3,8	1,6	6,86	633,3	446,74
-4,2	7	3,8	1,6	6,86	738,85	520,625
-5,2	8	3,8	1,6	6,86	844,4	594,51
-6,2	9	3,8	1,6	6,86	949,95	668,395
-7,2	10	3,8	1,6	6,86	1055,5	742,28
-8,2	11	3,8	1,6	6,86	1161,05	816,165
-9,2	12	3,8	1,6	6,86	1266,6	890,05
-10,2	13	3,8	1,6	6,86	1372,15	963,935
-11,2	14	3,8	1,6	6,86	1477,7	1037,82
-12,2	15	3,8	1,6	6,86	1583,25	1111,705
-13,2	16	3,8	1,6	6,86	1688,8	1185,59
-14,2	17	3,8	1,6	6,86	1794,35	1259,475
-15,2	18	3,8	1,6	6,86	1899,9	1333,36
-16,2	19	3,8	1,6	6,86	2005,45	1407,245
-17,2	20	3,8	1,6	6,86	2111	1481,13
-18,2	21	3,8	1,6	6,86	2216,55	1555,015
-19,2	22	3,8	1,6	6,86	2322,1	1628,9
-20,2	23	3,8	1,6	6,86	2427,65	1702,785
-21,2	24	3,8	1,6	6,86	2533,2	1776,67
-22,2	25	3,8	1,6	6,86	2638,75	1850,555
-23,2	26	3,8	1,6	6,86	2744,3	1924,44
-24,2	27	3,8	1,6	6,86	2849,85	1998,325
-25,2	28	3,8	1,6	6,86	2955,4	2072,21

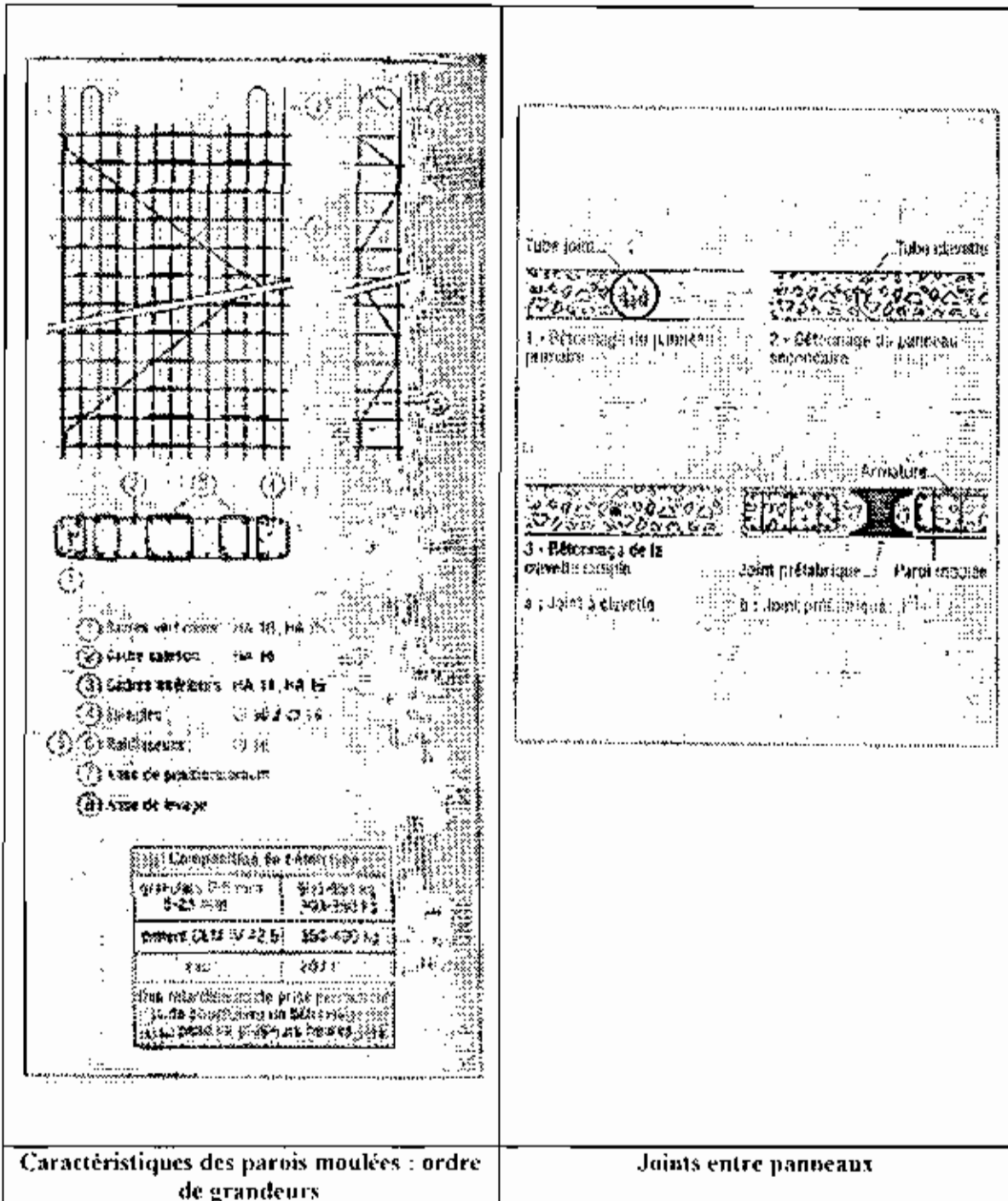
ANNEXE 6 : Exécution et mise en œuvre des parois moulées



Exemple de paroi moulée préfabriquée



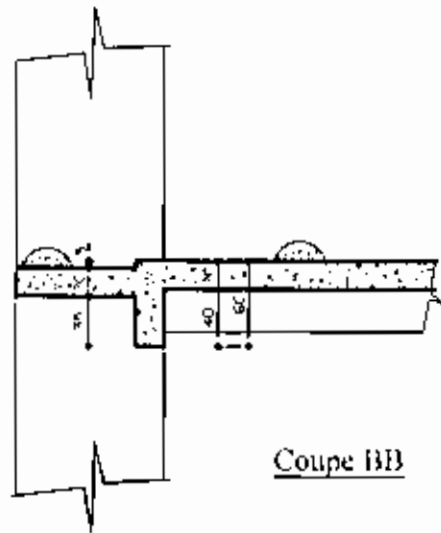
Principe d'exécution d'une paroi moulée



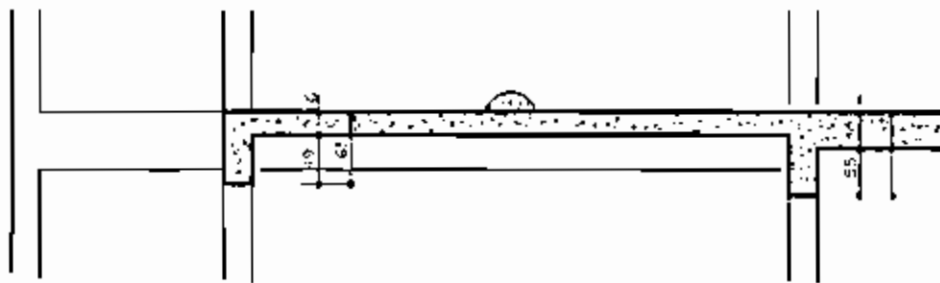
Bibliographies

- [1] Jean Pierre MOUGIN
Béton armé : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés
Paris : Edition Eyrolles ; 2000
- [2] Jean PERCHAT et Jean ROUX
Pratique du BAEL 91
Paris : Edition Eyrolles ; 1997
- [3] GERRIN
Traité de béton armé, tome III, Les Fondations
Traité de béton armé, tome IV, Ossatures d'immeubles et d'usines
Paris : Bordas ; 1977
- [4] Laurent LABONTE
Calcul des charpentes en béton
Canada : Modulo Editeur ; 1988
- [5] André BAZILRGUI
Résistance des matériaux
Editions de l'École Supérieure Polytechnique de Montréal ; 1987
- [6] Eric GERVIREAU
Géotechnique, Calcul des ouvrages
Gaëtan morin éditeur ; 2000
- [7] Jaques Verdéyen
Mécaniques du sol et fondations
Paris : Editions Eyrolles ; 1952
- [8] D. Didier, M. Le Brazidec, P. Nataf, J. Thiesset
Précis de Bâtiment
Paris : Editions NATHAN ; 2002
- [9] D. Didier, M. Le Brazidec, P. Nataf, J. Thiesset, R. Pralat, G. Simon
Précis Structures de Génie Civil
Paris : Editions NATHAN ; 2002

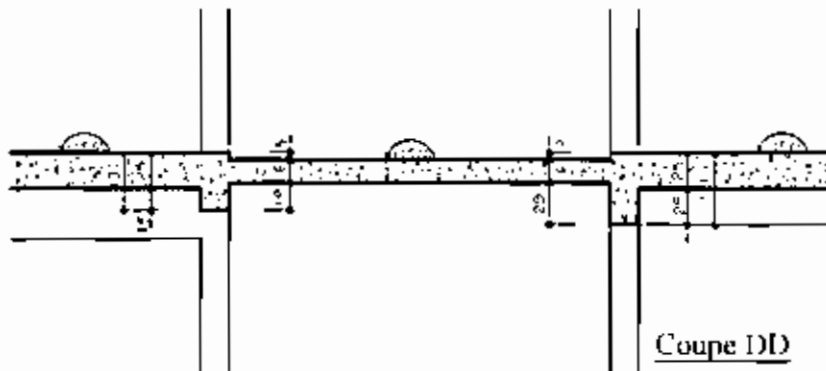
PLANS DE COFFRAGE



Coupe BB



Coupe CC



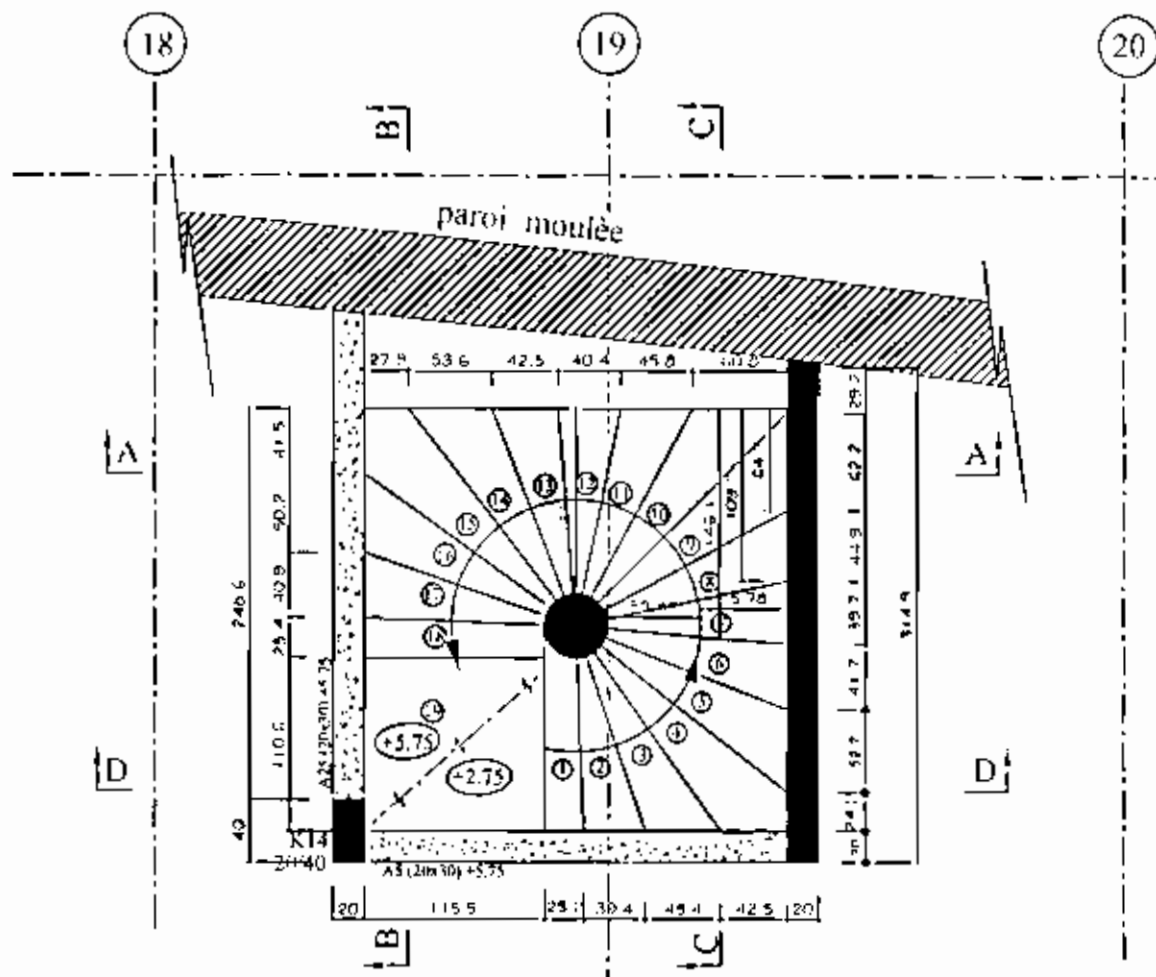
Coupe DD

Détails Coupe PH5e (et 4e)

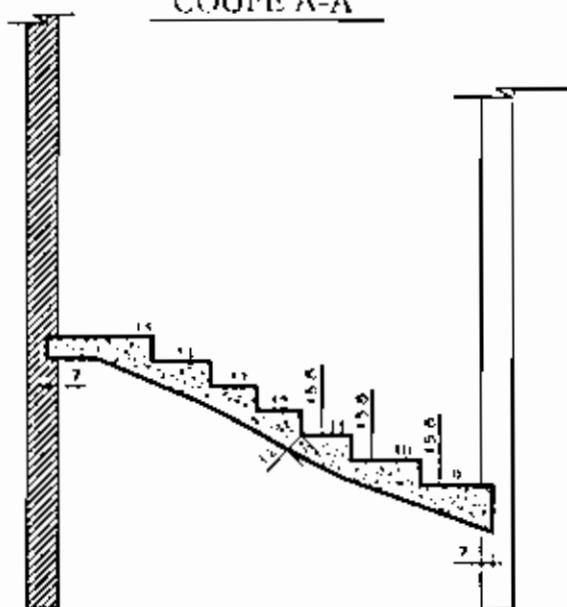
- ESCALIER DU SOUS - SOL AU REZ DE JARDIN -

- HAUTEUR à MONTER = 300 cm -

- HAUTEUR MARCHIE = 15,8 cm -

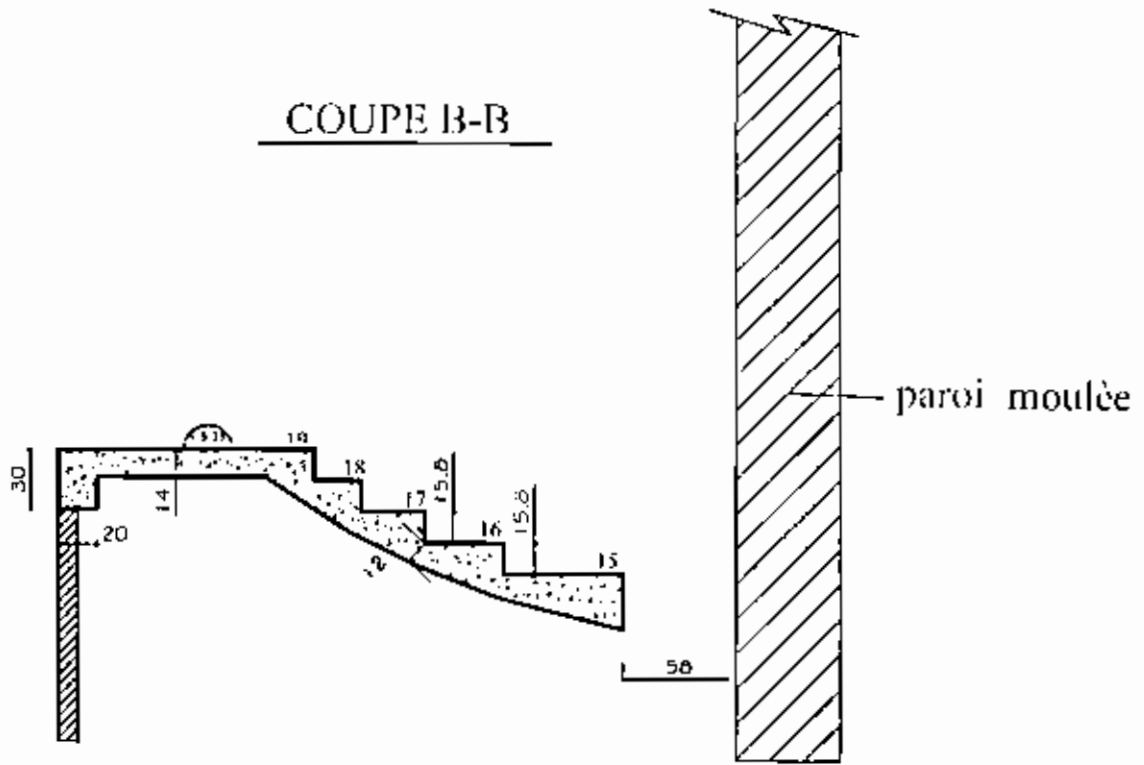


COUPE A-A

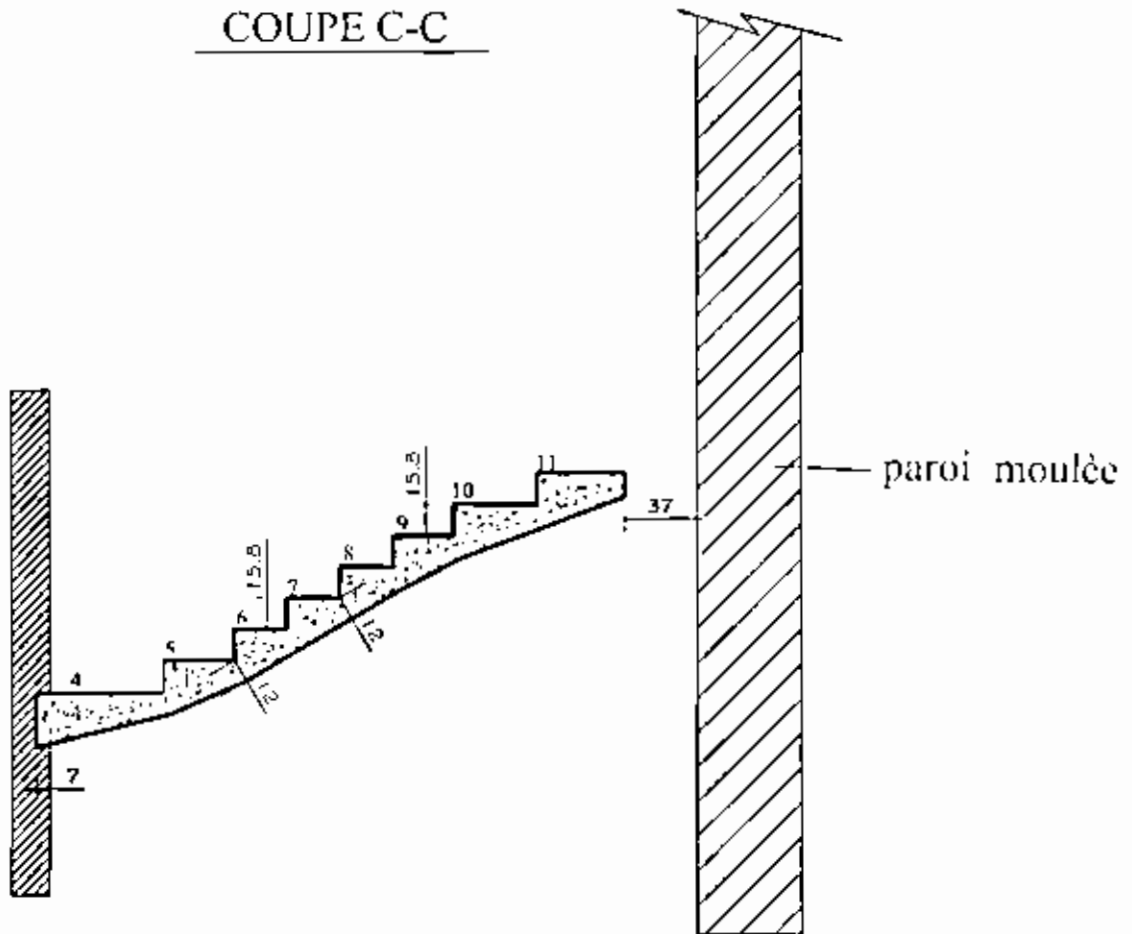


détails escalier

COUPE B-B



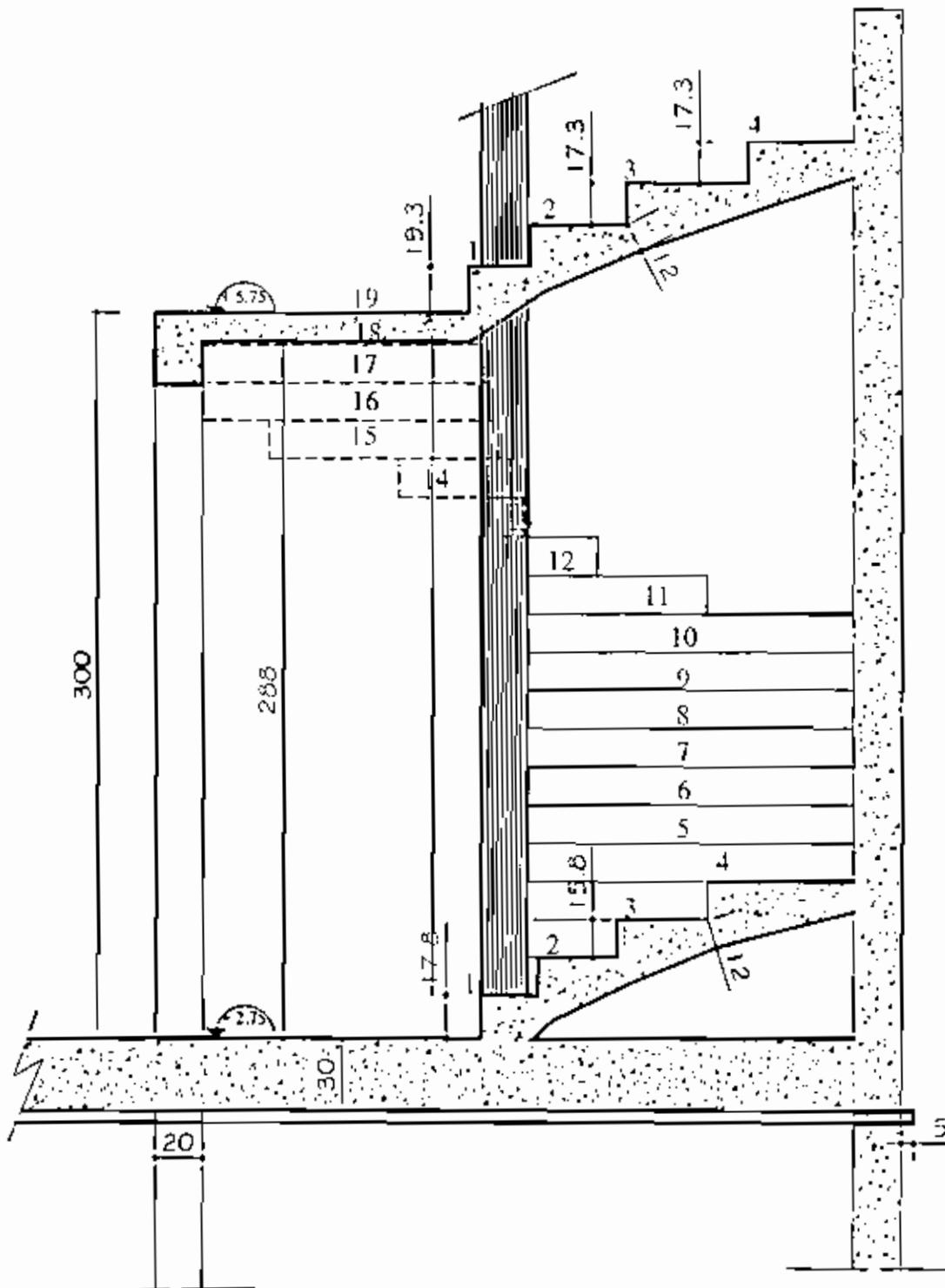
COUPE C-C



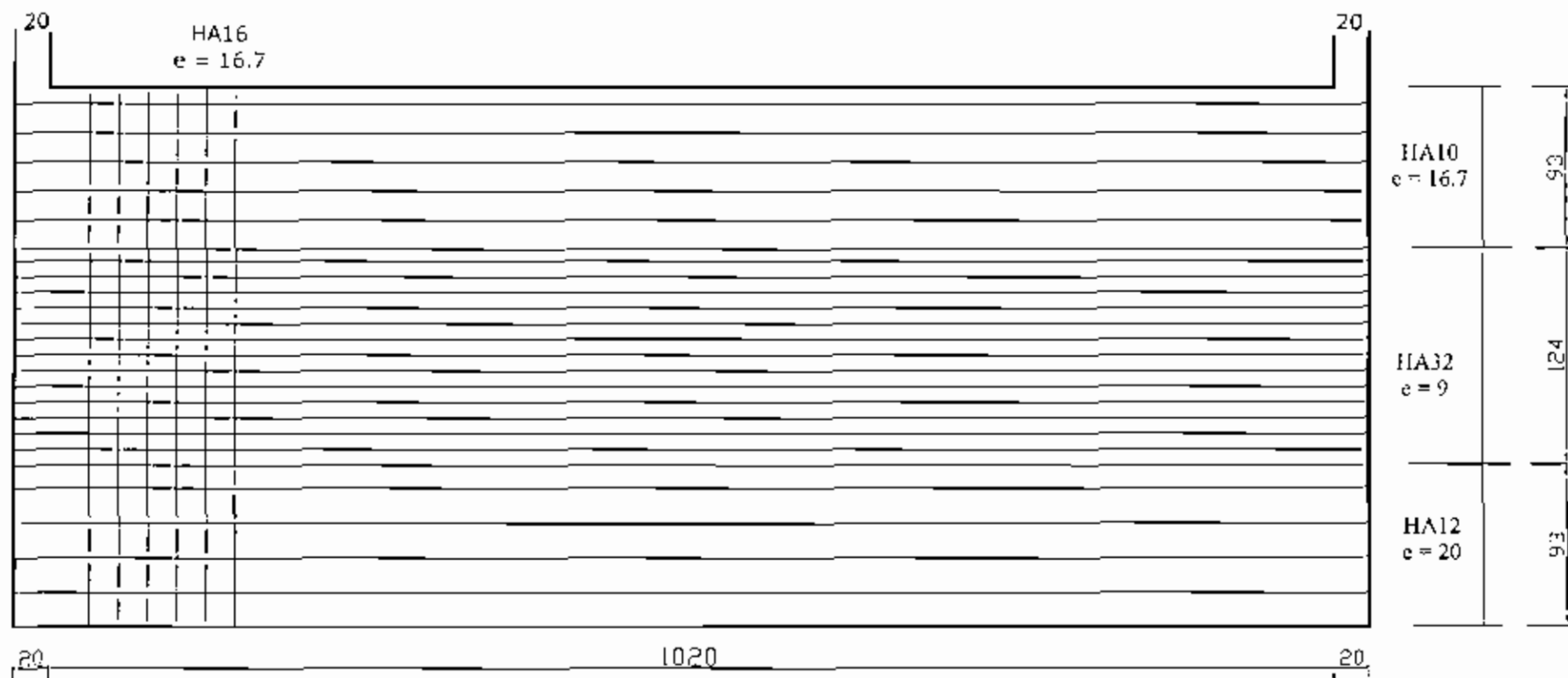
détails escalier

COUPE D-D

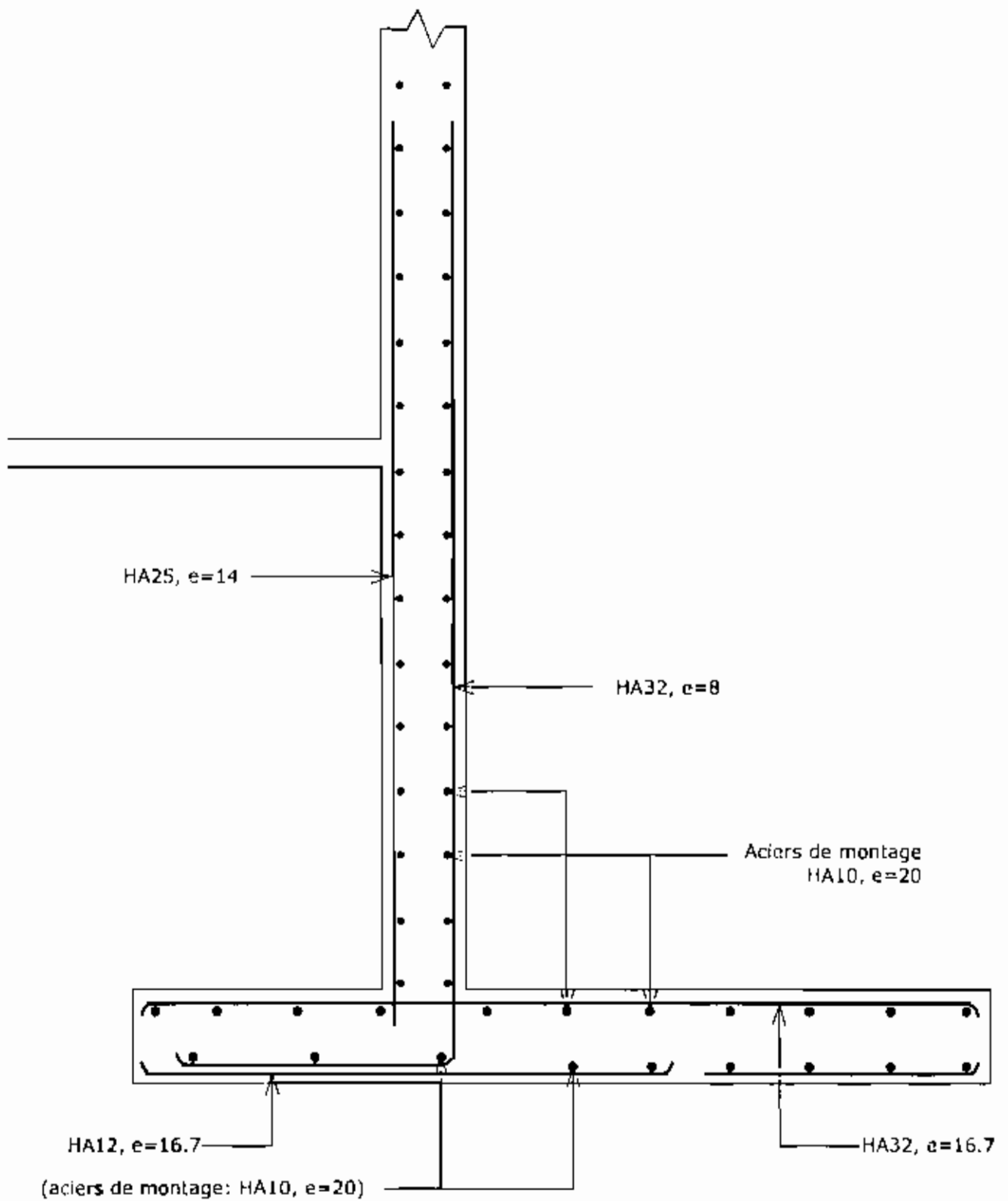
- HAUTEUR à MONTER = 300 cm -



détails escalier



Ferraillage voile sous sol - face intérieure.
travée de 10.20m



Ferraillage de la paroi moulée