

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
Centre de THIES

DEPARTEMENT du GENIE CIVIL

GC.0476

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

Titre :

« CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT
DE LA STRUCTURE DE L'HOTEL EL NAJAH
SIS A NOUAKCHOTT - MAURITANIE »

Auteurs : Germain Y. C. EZIN
Josias W. YAMEOGO

Directeurs Internes : Mr Ibrahima Khalil CISSE
Mr Falla PAYE

Directeurs Externes : Mr Ngagne DIOP
Mr Youssou NDIA YE

Juillet 2006

Pfe

«Je vais vous montrer à qui ressemble quiconque vient à moi, écoute mes paroles et les met en pratique : il est comme un homme qui s'est mis à bâtir une maison ; il a creusé profondément la terre et a posé les fondations sur le roc. Quand l'inondation est venue, les eaux de la rivière se sont jetées contre cette maison, mais sans pouvoir l'ébranler, car la maison était bien bâtie.»

Luc 6.47-48

DEDICACES

Je rends grâce à Dieu et dédie particulièrement ce modeste travail :

- A mon père Lucien. Tu as assuré avec loyauté et courage tout mon cursus.
- A ma mère Suzanne, pour ton soutien maternel inconditionnel.
- A mes frères et sœurs Louis, Bénédicte, Elisabeth et Henriette. Vous m'avez épaulé en tout temps.
- A la famille KAMIL à Nouakchott, pour leur soutien aussi bien financier que moral à l'égard de notre famille.
- Aux familles AKPOLOU, SAGBO et SOSSOU à Dakar, pour votre soutien tout au long de mon séjour.
- A toute la promotion 2005-2006 de l'ESP.
- A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- Tous mes parents et proches.

DEDICACES

Je rends grâce à Dieu le Tout Puissant et dédie particulièrement ce travail :

- A mon père Enoch, pour ton soutien paternel inconditionnel.
- A ma mère Ruth. Tu as assuré avec loyauté et courage tout mon cursus. Tu es pour moi « un phare au bon milieu de l'océan », toute ma vie je ne saurai te remercier. Je t'aime Maman.
- A mon frère et sœurs Esaïe Junior, Elise, Odette et Pricille. Vous m'avez épaulé en tout temps.
- A mon oncle Timothée et sa famille à Dakar, pour leur soutien aussi bien financier que moral à mon égard.
- Particulièrement à mon oncle défunt Victor SAWADOGO. Lui qui devrait être là aujourd'hui pour voir le fruit de ses sacrifices que je suis.
- A celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.
- Aux familles OUEDRAOGO, TIENDREBEOGO et KOFFI à Dakar, pour votre soutien tout au long de mon séjour.
- A mon frère Marcy Messeton AGBESSI, pour tes encouragements et ton amitié.
- Au professeur Ibrahima Khalil CISSE de part sa générosité et son soutien constant durant mon séjour à l'ESP/Thiès.
- A tous les membres de l'église des Assemblées de Dieu de Pikine, pour leur soutien spirituel et moral.
- A toute la promotion 2005-2006 de l'ESP.
- A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- Tous mes parents et proches.

REMERCIEMENTS

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou leurs conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.

En particulier nous tenons à exprimer notre gratitude :

- A nos Directeurs internes, M. Ibrahima Khalil CISSE, Professeur de Géotechnique des Universités et M. Falla PAYE, Professeur de Béton Armé tous deux au département génie civil de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès pour leur grande et constante disponibilité et leurs conseils avisés.
- A nos Directeurs externes, Mr Ngagne DIOP, ingénieur conception en génie civil chargé de la qualité à Alpages et Mr Youssou NDIAYE, ingénieur de conception en génie civil chargé des études à ETECS pour toute leur grande contribution.
- A Melle Fatou DIAKHATE, technicienne supérieure en génie civil pour son soutien technique.
- A tout le corps professoral de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès. Nos aptitudes résident dans la qualité des enseignements que vous nous aviez prodigués.
- A l'ensemble du personnel de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès aussi bien au niveau de l'Administration que des Départements du génie civil et génie électromécanique.

Nous vous réitérons notre profonde gratitude.

Enfin, nous tenons à remercier, tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce projet de fin d'études.

SOMMAIRE

Initié par un promoteur privé le projet de construction de l'hôtel El Najah à Nouakchott rentre dans le cadre de la modernisation et du renforcement de l'armature hôtelière de la ville de Nouakchott. L'édification de ce projet augmentera le nombre de lits d'hôtel dans une ville en pleine croissance en manque de structure d'accueil de ce standing. L'emplacement de l'hôtel en plein centre urbain dans un quartier de standing lui confère un atout majeur pour son fonctionnement et son prestige. En effet ce PFE (projet de fin d'études) représente l'occasion de mettre en confrontation nos connaissances théoriques aux réalités professionnelles. Ce projet de fin d'études intitulé « CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE L'HOTEL EL NAJAH SIS A NOUAKCHOTT » est une étude pratique de la réalisation d'un bâtiment d'envergure moyenne.

Il s'agit ici :

- de proposer des plans d'exécution à partir des plans architecturaux,
- d'effectuer une répartition des charges à considérer sur les différents éléments porteurs,
- de déterminer leurs dimensions définitives et leurs sections d'armatures adéquates.

Ce mémoire essaiera donc de relater au mieux et de manière chronologique les différentes étapes de la réalisation d'un tel projet de construction.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	ii
REMECIEMENTS	iv
SOMMAIRE	v
TABLE DES MATIERES	vi
LISTE DES ANNEXES	ix
LISTE DES FIGURES	x
LISTE DES TABLEAUX	xi
LISTE DES ABREVIATIONS	xii
LISTE DES UNITES ET SYMBOLE	xiii
INTRODUCTION	1
<u>CHAP I : LES REGLES DE CONCEPTION STRUCTURALE</u>	
I-1. <u>ETUDES D'AVANT-PROJET</u>	2
I-2. <u>ETUDES PRELIMINAIRES</u>	3
I-3. <u>FACTEURS DETERMINANTS POUR LA CONCEPTION</u>	5
I-3 -1. <u>REPRISE DES CHARGES VERTICALES ET HORIZONTALES</u>	6
I-3 -2. <u>CONCEPTION DE L'OUVRAGE PROPREMENT DIT</u>	7
<u>CHAP II : LES HYPOTHESES DE CALCUL APPLIQUEES A NOTRE PROJET</u>	
II-1. <u>ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE</u>	9
II-2. <u>ETAT LIMITE DE SERVICE</u>	9
<u>CHAP III : LA DESCENTE DE CHARGE</u>	
III-1. <u>LA METHODE MANUELLE</u> :	11
A. <u>Données</u> :	11
B. <u>Procédures</u> :	11
III-2. <u>LA METHODE NUMERIQUE PAR ROBOT DDC</u> :	12
III-3. <u>LES CHARGES A CONSIDERER POUR LA DDC</u> :	18
A. <u>Les charges permanentes</u> :	18
B. <u>Charges d'exploitation</u> :	19
III-4. <u>CALCUL DES FONDATIONS</u>	20
a) Généralités	20
b) Caractéristiques géotechniques du sol	21
c) Choix du type de fondations	22
i. <u>Les pieux</u>	22
ii. <u>Le radier</u>	24
d) Justification du choix et dimensionnement du radier	25
i. <u>Hypothèses</u>	25
ii. <u>Calcul de la capacité portante de la couche de sable de plage</u>	26

e) Tassements dans la fondation	28
i. <u>Calcul du tassement</u>	28
ii. <u>Tassements admissibles des fondations</u>	30
f) Dimensionnement du radier	31
i. <u>Choix du type de radier</u>	31
ii. <u>Hypothèses simplificatrices</u>	31
iii. <u>Caractéristiques générales du radier</u>	32
iv. <u>Répartition des charges</u>	33
v. <u>Réalisation du cuvelage au niveau du radier</u>	33
g) Calcul des panneaux de dalles	34
h) Calcul des poutres	34

CHAP IV : DIMENSIONNEMENT DE L’OSSATURE DU BATIMENT

IV-1. <u>LES POTEAUX :</u>	35
1. <u>Poteaux soumis à une compression centrée</u>	35
a. Poteaux relativement courts et supposés chargés axialement	35
b. Bâtiments courants : simplifications admises	35
c. Hypothèses de calcul	35
i. Principe de justification à l’ELU	36
ii. Détermination forfaitaire	36
2. <u>Calcul des sollicitations</u>	36
i. Domaine d’application	36
ii. Descente des charges	36
iii. Modalités de calcul	36
3. <u>Calcul de la longueur de flambement</u>	37
i. $L_f = 0,7l_0$	37
ii. $L_f = l_0$	37
4. <u>Calcul de l’élancement</u>	38
a) Rayon de giration minimal i_{min}	38
b) Calcul de l’élancement	38
5. <u>La détermination à l’ELU</u>	39
6. <u>Dispositions constructives</u>	40
IV-2. <u>CALCUL DES POUTRES</u>	42
1. <u>Dimensionnement des poutres en flexion simple</u>	42
2. <u>Application à une file de poutre avec la méthode de Caquot</u>	47
IV-3. <u>Dalle BA et panneaux de dalles</u>	49
IV-4. <u>Planchers à poutrelles préfabriqués</u>	53
IV-5. <u>Voiles</u>	55
IV-5.1. Voiles enterrés du sous – sol	55
IV-5.2. Calcul de la cage d’ascenseur et différents voiles	56
a) Généralités	56

b) Choix du type de voile en fonction du site et calcul du voile en tour	57
c) Calcul du voile entourant le local de la piscine au 6 ^e étage	59
d) Calcul de la cage d'ascenseur et du monte charge	68
IV-6. Escaliers	72
a- Méthode calcul	72
b- Dimensionnement	73
 CHAP V : RECOMMANDATIONS GENERALES	
V-1. Pour les ouvrages de fondation	76
V-2. Prescriptions générales relatives aux constituants et à la mise en œuvre	78
V-3. Procédures relatives au bureau de contrôle	84
V-4. Procédures de mise en œuvre de l'adjuvant dans la réalisation du radier	85
V-5. Calculs du volume nécessaire de SIKACRETE à la mise en œuvre du radier	88
 CONCLUSION	 90
 BIBLIOGRAPHIE	 91

LISTE DES ANNEXES

Chapitre III :

Annexe 3.1 : Descente des charges sur les planchers.....92

Chapitre IV :

Annexe 4.1 : Dimensionnement des poteaux 102

Annexe 4.2 : Dimensionnement de quelques poutres

Annexe 4.3 : Dimensionnement des planchers en dalle pleine..... 104

Annexe 4.4 : Dimensionnement des planchers en corps creux 112

Annexe 4.5 : Plans de ferrailage, coffrage et divers détails 116

LISTE DES FIGURES

Chapitre III :

<u>Figure 3.1</u> : Schéma du 2 ^{ème} étage avec tous les éléments structuraux saisis sur robot DDC	17
<u>Figure 3.2</u> : Vue de la structure en 3 D sur Robot DDC avec les efforts sur poutres	18
<u>Figure 3.3</u> : Vue de la structure en 3 D sur Robot DDC avec les efforts normaux	18
<u>Figure 3.4</u> : Coupe géologique du site recevant l'ouvrage	23
<u>Figure 3.5</u> : Résistance de pointe et frottement latéral d'un pieu	24
<u>Figure 3.6</u> : Influence de taille de la fondation par rapport à la profondeur	26
<u>Figure 3.7</u> : Modélisation des charges et réactions au niveau du radier	33

Chapitre IV :

<u>Figure 4.1</u> : Schéma de comportement d'une poutre de section $b \times h$	43
<u>Figure 4.2</u> : Schéma de comportement d'une poutre sollicité par un moment de flexion M_u	44
<u>Figure 4.3</u> : Réactions et moments d'une poutre de portée L sous un chargement uniforme P	48
<u>Figure 4.4</u> : Effort tranchant à une distance x d'une poutre sous un chargement uniforme P	48
<u>Figure 4.5</u> : Modélisation du voile sous forme de poutre	55
<u>Figure 4.6</u> : Modélisation de la paroi latérale sous forme de poutre	60
<u>Figure 4.7</u> : Terminologie et caractéristiques géométriques des escaliers.....	73
<u>Figure 4.8</u> : Modélisation des charges sur les escaliers	74
<u>Figure 4.9</u> : Principe de ferrailage des escaliers.....	75

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau 1.1 : Usage des locaux par rapport au choix du système porteur5

Chapitre IV :

Tableau 4.1 : Types de voiles58

Tableau 4.2 : Ferrailage minimal des voiles 58

Tableau 4.3 : Classes d'étanchéité 66

Tableau 4.4 : Parois de classe A, B ou C en contact direct ou indirect avec le liquide, avec revêtement d'étanchéité adhérent en ELS 68

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton Armé à l'Etat limite

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

ELUR : Etat Limite Ultime de Résistance

IGH : Immeuble à Grande Hauteur

DDC : Descente Des Charges

NF : Norme Française

A.F.NOR : Association Française pour la Normalisation

D.T.U. : Documents Techniques Unifiés

Ciment HF : Ciment Hauts Fourneaux

Ciment PM : Ciment Prise Mer

COPLA : Commission Permanente des Liants Hydrauliques et des Adjuvants du Béton

LISTE DES UNITES ET SYMBOLES

G ou g : charges permanentes	A ou As : Section d'armatures tendues.
Q ou q : charges variables	A' ou A'' : Section d'armatures comprimées
σ : contraintes	A_{min} : Pourcentage d'armature minimale
E : module d'élasticité	f_e : limite d'élasticité garantie
ε : déformation	l_r : longueur de flambement du poteau
E_s : module d'élasticité de l'acier	l₀ : longueur libre du poteau
E_b : module d'élasticité du béton	I_{min} : moment quadratique minimal
F_{c 28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours	i_{min} : Rayon de giration minimal
F_{bu} : contrainte de calcul du béton	λ : élancement du poteau
γ_b : coefficient de sécurité du béton	$\Phi_{/max}$: diamètre maximal des aciers
γ_s : coefficient de sécurité de l'acier	Φ_r : diamètre des cadres, étriers, épingles, etc.
f_{su} : contrainte de calcul de l'acier	Φ_r : diamètre minimal des armatures longitudinales
HA : haute adhérence	l_r : longueur de recouvrement
c_g : diamètre du plus gros granulat	l_s : longueur de scellement
γ : densité ou le poids spécifique du sol	ε_s : déformation de l'acier
φ : angle de frottement interne du sol	ε_{bc} : déformation du béton
C : cohésion du sol	μ_{bu} : coefficient
N_γ : facteur de portance de la capacité portante (terme de surface)	M : Moment
N_q : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur)	M_{elu} ou M_u : Moment à l'état limite ultime
N_c : facteur de portance de la capacité portante (terme de cohésion)	M_{ser} : Moment à l'état limite de service
q : capacité portante admissible en kPa	M_{rb} : moment résistant du béton
N_q : coefficient de capacité portante	τ_u : contrainte tangente
S_q : coefficient de géométrie des semelles	V_u : effort tranchant
I_q : coefficient d'inclinaison de la charge	M_{tu} : moment de la table
σ'_{vo} : contrainte effective due au poids du sol au niveau de la fondation en kPa	P_{els} : Force à l'état limite de service
S : tassement	P_{elu} ou P_u : Force à l'état limite ultime
S_{cs} : tassement de compression secondaire	MPa : le méga Pascal (1 Mpa = 10 ⁶ Pa)
S_c : tassement de consolidation	L ou l : longueur ou largeur.
S_i : tassement immédiat	kg : le Kilogramme.
C_c : indice de compression du sol	

e_u : indice des vides du sol	kPa : le kilo Pascal (1 kPa = 1000 Pa.)
H : épaisseur de la couche de sol considérée	kN : le kilo Newton
p'_0 : contrainte effective initiale à une profondeur au milieu de la couche	kN/m³ : le kilo newton par mètre cube (1 kN/m ³ = 1000 N/m ³ = 0.1 tonne)
ΔP : variation de la contrainte issue de la superstructure entre deux	m : masse ou mètre
α : pente de la courbe de tassement après 100 % de compression primaire	m² : unité de surface, le mètre carré
t : temps au bout duquel la consolidation primaire a pris fin	bar : le bar, unité de pression (1 bar = 10 ⁵ Pa, 1 bar = 100 kPa.)
t_f : durée de vie de l'ouvrage	N : le Newton, unité de force
P_{ouvrage} : Poids totale de l'ouvrage	N.m : unité de moment de force
N : effort normal de compression	Pa : le Pascal, unité de contrainte (1 Pa = 1 N/m ²)
e : excentricité ou épaisseur	T : Température ou temps
N_u : effort normal agissant à l'ELUR	t : tonne, unités de poids (1 t = 1000 kg)
N_{bc} : Effort repris par le béton	
N_s : Effort repris par l'acier	
Br : Section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur 1 cm à la périphérie du poteau	

INTRODUCTION

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés. Le rôle, très important, de l'ingénieur dans cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage en question, en vue d'en assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant la durée de vie de l'ouvrage tout en réduisant le plus possible l'enveloppe financière allouée à l'érection de l'ouvrage.

Dans ce projet de fin d'étude, notre objectif est de concevoir, avec une répartition efficace des différents éléments porteurs en Béton Armé un immeuble R+8 afin d'assurer de manière efficace la transmission des charges vers l'infrastructure.

L'étude s'effectuera sur la base des lois de la résistance des matériaux et de la réglementation existante du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

A partir des plans fournis par le cabinet d'architecture, il sera procédé tout d'abord à une bonne répartition des différents éléments porteurs de la structure tout en respectant les contraintes mécaniques et celles liées aux conditions d'utilisation de l'ouvrage.

Par là une répartition des charges sur ces éléments porteurs sera effectuée avant de finir par la détermination de leurs dimensions respectives et de leurs sections d'armatures adéquates.

CHAP I: LES REGLES DE CONCEPTION STRUCTURALE

La conception, parfois appelée le *Design*, a pour but de déterminer les dimensions et les armatures de l'ossature d'un bâtiment, de façon à répondre économiquement aux exigences de l'architecte et de son client tout en garantissant la capacité portante de l'ossature et son fonctionnement à long terme.

C'est une étape très délicate, très importante, car l'ingénieur doit choisir la forme, parmi un éventail de possibilités, de façon à réduire au minimum le coût de la réalisation, tout en respectant les critères posés par l'architecte et les experts-conseils des autres disciplines en cause.

D'une manière générale, la conception d'un bâtiment est déterminée par :

- La destination de l'ouvrage et son programme (cahier des charges, coûts, délais)
- Le site et la forme de la parcelle où sera réalisé le bâtiment ;
- Les règlements en matière d'urbanisme et de construction ;
- Les exigences en matière de protection incendie ;
- Les exigences en matière énergétique et de protection environnementale ;
- Les conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du terrain ;
- Les choix en matière d'équipements et d'installations (chauffage, ventilation, climatisation, éclairage, informatique, etc.) ;
- Les choix architecturaux ;
- Les choix relatifs aux matériaux et aux principes de systèmes porteurs.

La conception d'un système constitue donc le travail d'une équipe pluridisciplinaire, maîtrisant à la fois les aspects théoriques du calcul et les contraintes de l'exécution sur le chantier. Elle s'élabore généralement en trois étapes, qui sont les suivantes :

- La détermination des dimensions,
- Le calcul de l'armature,
- L'exécution des détails d'armature.

Mais avant de passer réellement dans la phase de conception, il est nécessaire, voire obligatoire, de faire des études d'avant projet puis des études préliminaires.

I-1. ETUDES D'AVANT-PROJET

Ces études s'élaborent par ordre chronologique de la façon suivante :

a. Objectifs et Budget :

Dans cette étape, le client explique à l'architecte les fonctions que le bâtiment doit remplir, lui exprime ses contraintes particulières et lui fixe un budget global.

b. Emplacement et Règlement locaux :

L'architecte, relève dans le code local du bâtiment les exigences relatives à l'emplacement, à l'occupation du site, à l'apparence et à la taille du bâtiment, à la prévention des incendies, à la sécurité et à la santé des occupants et des travailleurs.

c. Relevé du Site :

L'architecte et l'ingénieur visitent le site et étudient les actes de propriété et d'autres documents afin d'identifier les contraintes particulières (servitudes, services publics, constructions enfouies, accès au site, eau, électricité, communications et transport).

d. Etudes des Sols et système de Fondations :

L'ingénieur choisit le système de fondations à partir d'une étude de la nature et des propriétés des sols et du socle effectuée par des essais géotechniques.

e. Plans préliminaires d'architecture :

L'architecte détermine la forme et les dimensions du bâtiment, élabore ses plans préliminaires, et soumet la maquette et les dessins au client (maître d'ouvrage).

I-2. ETUDES PRELIMINAIRES

Elles ont pour but de préciser les données d'ingénierie nécessaires pour émettre les plans destinés à l'appel d'offre.

a) Etudes des Matériaux :

L'ingénieur et l'architecte fixent leur choix parmi les différents matériaux du bâtiment (bois, acier, composite acier béton, béton coulé sur place, béton préfabriqué, béton précontraint) en tenant compte de leur disponibilité sur le marché, des possibilités de transport et d'installation sur le chantier, et des autres avantages relatifs, en se fondant sur une étude comparative des coûts.

La construction est soumise à un ensemble de charges et de déformations traduisant les forces et couples qui s'exercent sur ces différents éléments : ce sont les actions.

- *Les actions directes* : charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques et éventuellement, séismes.

- **Les actions indirectes** : effets thermiques et variations de température, précontraintes, déplacements imposés, tassements différentiels, étaielements provisoires. Les actions dites directes à considérer dans la conception d'un bâtiment comprennent les charges permanentes et les charges variables, désignant les charges d'exploitation et les charges climatiques.

b) Les charges permanentes

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes et les pressions des liquides dont les niveaux varient peu). Le fascicule de documentation NF P 06-004 donne des valeurs indicatives des poids à considérer pour différents matériaux. A terme, il sera remplacé par l'EN 1991-1-1 (actuellement ENV 1991-2-1).

c) Les charges d'exploitation

S'appliquant en principe aux planchers, elles résultent de l'usage des locaux et correspondent au mobilier, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation. Elles incluent les équipements légers tels que : canalisations de distribution des fluides ménagers, appareils sanitaires, radiateurs, appareils de chauffage individuels, mais également les charges d'entretien.

d) Les charges climatiques

Les documents traitant de la neige et du vent distinguent :

- **Les surcharges normales** qui considèrent à la fois un niveau d'agression pour le comportement normal en service de l'ouvrage (état limite de service ou ELS) et un autre, plus sévère et statistiquement peu probable durant la vie de l'ouvrage (état limite ultime ou ELU).

- **Les surcharges extrêmes** correspondant à une situation «accidentelle».

La graduation de l'agressivité de ces charges se traduit par des coefficients de pondération adaptés aux différentes situations.

e) Action due au vent

Les effets induits par l'action du vent sur un bâtiment varient selon son implantation géographique. L'action du vent dépend aussi de l'orientation, des dimensions et de la forme de ce bâtiment ainsi que de la vitesse de l'écoulement de l'air. En pratique, on procède à la décomposition du bâtiment en parties élémentaires (murs, toitures, acrotères, auvents,...) afin de considérer les actions du vent sur chacune de ces parties.

- **Surfaces « au vent »** : exposées, elles sont soumises à un écoulement régulier de l'air qui se traduit par une pression.
- **Surfaces « sous le vent »** : abritées ou parallèles à la direction du vent, elles sont soumises à un écoulement turbulent qui se traduit par une dépression.

L'action exercée par le vent sur une partie d'ouvrage est donnée en général par une pression agissant perpendiculairement à cette partie.

I-3. FACTEURS DETERMINANTS POUR LA CONCEPTION

La fonctionnalité et l'architecture interviennent de manière décisive pour la conception du système porteur d'un bâtiment. Le choix de ce système est fonction de l'usage des locaux : bâtiment d'habitation, bureaux, école, hôpital, locaux commerciaux, salle de spectacle, usine, entrepôt, etc. Ainsi l'exigence en matière de portées, de flexibilité, de charges utiles et de performances particulières varie selon l'usage des locaux.

Le tableau suivant, met en évidence la répercussion de l'usage des locaux sur le choix du système porteur.

Usage	Flexibilité	Cloisons	Porteurs vert.	Portées (m)
d'habitation	Faible à nulle	fixes	murs	2,50+5,00
Scolaire	moy. à élevé	mobiles	colonnes	4,00+10,00
administratif	élevée	mobiles	colonnes	5,00+12,00
commercial	très élevée	aucune	noyau+colonnes	8,00+15,00

Tableau 1.1 : Usage des locaux par rapport au choix du système porteur

La hauteur totale d'un bâtiment est souvent limitée par des règlements. La hauteur des locaux entre le niveau fini du sol et le plafond dépend de l'usage et elle est très souvent fixée par des règlements ou le cahier des charges.

Les réseaux d'installations (eau, chauffage, climatisation, électricité, téléphone, informatique, etc.) nécessitent souvent sous chaque dalle un espace supplémentaire d'une hauteur de 0,15 m au minimum et pouvant aller jusqu'à 1,00 m pour y loger toutes ces installations. Ils peuvent être cachés ou non par un plafond suspendu assurant également une fonction de protection acoustique et contre le feu.

La construction de tout bâtiment en site urbain comprend de plus en plus fréquemment un parking sur un ou plusieurs niveaux en sous-sol.

La conception des niveaux concernés est conditionnée d'une part par les exigences géométriques propres au parcage et à l'accès de véhicules et d'autre part par les inévitables venues d'eau inhérentes à l'exploitation d'un parking (eau amenée par les véhicules, nettoyage occasionnel, etc.).

Leur intégration dans le projet de bâtiment se traduit par diverses mesures appropriées de conception, dont les plus importantes sont les suivantes :

- le choix de la trame pour l'implantation des porteurs verticaux ;
- la réalisation des dalles avec une pente favorisant l'évacuation des eaux (généralement, on réalise des grilles avaloires avec une fosse de relevage pour l'évacuation des eaux au sous-sol);
- les dispositions permettant d'assurer une étanchéité des dalles.

Un des facteurs qui influe aussi sur la conception des bâtiments est la longueur de ceux-ci. Ainsi les normes exigent un joint de dilatation tous les 25 m dans les régions sèches et chaudes et en cas de crainte de tassements différentiels on prévoit un joint de rupture. Mais étant donné que notre bâtiment ne fait que 30 m et que le risque de tassement sur le terrain est quasiment nul alors il n'est prévu aucun joint ni de dilatation ou de rupture.

I-3 -1. REPRISE DES CHARGES VERTICALES ET HORIZONTALES

Reprise des charges horizontales

La stabilité horizontale du bâtiment et la reprise des charges horizontales dues par exemple aux effets du vent sont assurées par les dalles, qui sont quasi-indéformables dans leur propre plan et qui s'appuient latéralement contre certains murs verticaux, notamment ceux délimitant les cages d'escaliers ou d'ascenseurs encastrees dans la boîte rigide que constitue dans la plupart des cas le sous-sol du bâtiment.

Reprise des charges verticales

Différentes solutions s'offrent à l'ingénieur pour la reprise des charges verticales :

a) La plus courante consiste à reprendre les charges et à les transmettre jusqu'aux fondations par le plus court chemin. Elles sont tout d'abord reprises par les dalles et les

poutres sollicitées en flexion puis descendues sous forme d'efforts normaux de compression par les éléments porteurs verticaux les plus proches (colonnes ou murs).

b) Les dalles peuvent être réalisées en porte-à-faux à partir d'un noyau central, libérant ainsi les surfaces de tout autre porteur vertical. Les dalles devront alors être conçues et dimensionnées de manière à réduire le plus possible le risque d'apparition de flèches importantes à l'extrémité des porte-à-faux.

c) Les dalles peuvent à la fois s'appuyer sur un noyau central et être fixées à des suspentes ou tirants sur tout leur pourtour. Les charges situées assez loin du noyau central sont transmises par flexion de la dalle aux colonnes de bord sollicitées en traction (suspentes ou tirants). Les charges sont ainsi remontées jusqu'au sommet du bâtiment où une structure appropriée les ramène au centre du bâtiment. Ces charges sont finalement redescendues et transmises aux fondations grâce à des efforts normaux de compression dans le noyau.

I-3 -2. CONCEPTION DE L'OUVRAGE PROPREMENT DIT

C'est la phase de l'étude, car on doit choisir un système porteur capable de transmettre l'ensemble des sollicitation à l'infrastructure puis au sol tout en respectant les plans architecturaux et en ayant toujours comme objectif l'amélioration de mobilité au sein des parkings, dans les halls etc.

Tout au long de cette phase, nous avons veillé à :

- respecter les plans architecturaux le plus possible (conformité entre les plans de l'ingénieur civil et ceux de l'architecte) ;
- respecter les normes en ce qui concerne aussi bien les portées pour les éléments horizontaux, que les élancements pour les éléments verticaux ;
- la faisabilité technique (structures réalisables par l'entreprise exécutante) ;
- l'enveloppe financière.
- la mobilité dans le parking au sous-sol et dans les halls puis dans les restaurants et cuisine (l'étude de l'évacuation, dégagement en cas d'incendie).

Le dernier paramètre est très important surtout en cas d'incendie ou de drame nécessitant une évacuation du public ou lorsqu'on est dans un hall, centre commercial ou la circulation doit être fluide et sans ambiguïté.

En Afrique, le système le plus couramment utilisé est celui de poteaux poutres en béton armé. Le réseau de poutraison reprend les charges qui lui sont transmises par les planchers.

Ces poutres s'appuient à leur tour sur les éléments verticaux que sont les colonnes ou poteaux et les voiles. Etant donné que nous avons un noyau central qui nous permet de raidir tout le bâtiment, la prise en compte des efforts horizontaux dus au vent ne s'avère pas nécessaire.

Finalement, il faut trouver une structure porteuse qui est capable de jouer son rôle de transmission des charges vers le sol sans nuire ni à la fonctionnalité de l'ouvrage, ni à son esthétique. Dans notre cas, le système poteaux poutres a été adopté.

Ainsi, après toutes ces études, nous avons eu à établir les plans de coffrage des différents niveaux. Ces plans sont présentés dans les pages qui suivent.

CHAP II : LES HYPOTHESES DE CALCUL APPLIQUEES A NOTRE PROJET

II-1. ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, les sollicitations (moment de flexion, moment de torsion, effort normal, effort tranchant), sont déterminées à partir des combinaisons d'actions définies par $1,35G + 1,5Q$ et des hypothèses suivant l'article A.4.3, 2 du B.A.E.L qui sont les suivantes :

- les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation. C'est l'hypothèse de Navier-Bernouilli.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton, c'est-à-dire qu'une armature subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure. cette gaine de béton étant supposée non fissurée pour les armatures tendues.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs. Etant donné que la résistance à la traction du béton est faible on néglige, par mesure de sécurité, le béton tendu en considérant que sa résistance à la traction est nulle. Il résulte de cette hypothèse que les contraintes normales de traction doivent être équilibrées uniquement par les efforts existant dans les armatures longitudinales.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ dans tous les cas.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ dans les cas de flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- Utilisation du diagramme déformations-contraintes rectangulaire de calcul du béton lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, et le du diagramme déformations-contraintes parabole-rectangle lorsque la section est entièrement comprimées.
- Utilisation du diagramme déformations-contraintes de calcul des aciers
- La section totales d'un groupe de barres , tendues ou comprimées en plusieurs lits, peut-être remplacée par la section d'une barre unique située au centre de gravité GS du groupe à condition que l'erreur commise sur les déformations ne dépasse pas 15% pour les lits extrêmes.

II-1. ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE

Dans les calculs relatifs à l'état limite de service, les sollicitations (moment de flexion, moment de torsion, effort normal, effort tranchant), sont déterminées à partir des

combinaisons d'actions définies par $G + Q$ et des hypothèses suivant l'article A.4-5 du B.A.E.L qui sont les suivantes :

- les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation. C'est l'hypothèse de Navier-Bernouilli.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton, c'est-à-dire qu'une armature subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure, cette gaine de béton étant supposée non fissurée pour les armatures tendues.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques, c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation, $\sigma = E * \varepsilon$.
- Par convention, le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton a pour valeur 15 ; $n = E_s / E_b$
- On ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.
- La section totale d'un groupe de barres, tendues ou comprimées en plusieurs lits, peut-être remplacée par la section d'une barre unique située au centre de gravité GS du groupe à condition que l'erreur commise sur les déformations ne dépasse pas 15% pour les lits extrêmes.

CHAP III: LA DESCENTE DE CHARGE

On appelle « descente de charge », l'opération qui consiste à calculer pour tous les éléments porteurs de la construction (murs et poteaux) les charges qu'ils supportent à chaque niveau en partant du dernier niveau en descendant jusqu'aux fondations.

Un calcul rigoureux ne peut être fait qu'après avoir effectué le calcul de poutres, car les efforts tranchants aux extrémités de celles-ci dépendent des moments de continuité.

Généralement, l'opération « descente de charge » précède le calcul des poutres. Les calculs pratiques sont faits en admettant que les poutres reposent aux appuis simples sur les poteaux.

Pour tenir compte de la continuité qui provoque une distribution de charges un peu différente, on majore la charge des poteaux voisins de rive de 10 % et on peut éventuellement minorer la charge des poteaux de rives de 5 %.

Pour la descente de charge, il existe deux méthodes :

- La méthode manuelle
- La méthode numérique pour modélisation sur Robot DDC (Robot Descente de Charge)

III-1. LA METHODE MANUELLE :

A. Données :

- $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$
- $E = 3 \text{ cm}$
- $F_{bu} = 0.85 f_c 28 / \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$
- $f_{su} = f_e / 1.15$ soit $f_{su} = 434,78 \text{ MPa}$
- la fissuration est peu préjudiciable
- diamètre du plus gros granulat $c_g = 2.5 \text{ cm}$
- $\sigma(\text{sol}) = 1,5 \text{ bars}$ à l'état limite ultime et à l'état limite de service (à défaut de rapport de sol).

B. Procédures :

La descente de charge manuelle s'articule autour de trois procédures principales :

- Détermination du type de plancher
- Détermination de l'épaisseur du plancher

- Détermination des charges ou actions au niveau des planchers.

➤ **Pour les poteaux :**

Pour chaque poteau et ce par niveau on aura à analyser :

- La charge de plancher qu'il supporte (revêtement chape, plafond...)
- La part des cloisons répartie sur le plancher
- Le poids propre des poutres qui chargent le poteau
- Les éléments spéciaux : escaliers gaines et canalisations techniques.

➤ **Pour les murs :**

Il est d'usage de négliger les vides des ouvertures quand la surface de celles-ci ne dépasse pas 25% des surfaces des murs, par contre on doit peut le poids des vides (portes, fenêtres) quand cette proportion est dépassée.

Cette déduction se fait sous la forme d'un coefficient < 1 , rapport de la partie pleine et de la partie surface totale de la façade concernée.

III-2. LA METHODE NUMERIQUE PAR ROBOT DDC :

Cette méthode comme la descente de charge manuelle s'articule aussi autour de trois procédures importantes à respecter scrupuleusement sous risque de faire de faux calculs.

Ces procédures sont :

- La création du schéma
- La saisie des charges
- La phase calcul

NB : Il est à noter que dans la création du schéma, les ouvertures représentant moins de 25 % de la cloison qui les loge, sont ignorées.

Comme tout logiciel on doit travailler avec précision, prendre un point de base unique comme repère afin d'avoir une bonne création du schéma. Faire un paramétrage adéquat du logiciel, sous risque de résultats erronés.

➤ **Création du schéma sur fichier DXF**

Le schéma du bâtiment est créé à partir des éléments suivants :

- poteaux (verticaux, rectangulaires et circulaires);
- poutres (horizontales et rectangulaires);
- voiles (verticaux aux ouvertures de forme arbitraire);

- cloisons (verticales);
- dalles des planchers (horizontales de configuration arbitraire aux trémies éventuelles de forme arbitraire).

Tous les éléments précités sont porteurs sauf la cloison qui est considérée comme une charge.

Tous les éléments sont en béton armé. Mais pour les dalles, les voiles et les cloisons, nous avons reconstitué la bibliothèque des matériaux pour les dalles et voiles avec les charges utilisées généralement au Sénégal et en Afrique.

Pour faciliter l'insertion des éléments du schéma, l'utilisateur peut créer une grille cartésienne, polaire ou combinée. La grille, créée pour le bâtiment entier, est valable pour tous les étages. Mais étant donné que nous avons repris tous les plans architecturaux sur AUTOCAD, nous n'avons fait que transformer les fichiers des axes des poutres et des cloisons en fichier DXF et matérialiser les poteaux sous forme de points. Ce fichier DXF étant compatible avec Robot DDC, il suffit alors de l'importer à partir de Robot DDC et de visualiser les éléments introduits.

Les étages du schéma sont introduits dans l'ordre 1.dxf = 1^{er} étage, 2.dxf = 2^{ème} étage etc. L'étage créé peut être copié dans tous les autres. Les poteaux descendent sur la hauteur de l'étage en dessous, et les murs montent sur la hauteur de l'étage au dessus.

Dans le champ d'affichage du schéma, l'étage courant est projeté sur le plan. Les poteaux sont visualisés sous forme de rectangles avec un point au centre. Les poutres, les cloisons et les voiles apparaissent comme des traits et les dalles se présentent sous forme de contours hachurés.

Les éléments sont installés à l'aide du curseur (graphiquement) ou par leur coordonnées (numérique). Dans le premier cas, l'utilisateur a la possibilité d'indiquer un ou plusieurs noeuds du schéma qui recevront les éléments à installer. Dans le deuxième cas, les coordonnées de l'élément sont introduites sous forme de tableau. Les coordonnées sont introduites par rapport au repère du schéma.

Pour introduire un poteau graphiquement, il faut une intersection d'axe, et par coordonnées il faut juste introduire celles-ci. Idem pour les cloisons ou les voiles. Pour introduire une dalle ou une trémie, indiquer trois points au minimum (angles du polygone qui forme le contour).

Graphiquement les poteaux, poutres, dalles sont introduits grâce aux intersections d'axe qui constituent des noeuds. Numériquement il suffit pour un poteau de donner ses coordonnées

(x,y) ; pour un voile, une poutre ou une cloison, le couple (x,y) de départ et le couple (x_1,y_2) de fin de l'élément.

Par exemple :

- 20 x 30F : le paramètre $h=30$ du poteau (poutre) est bloqué et ne changera pas lors du calcul. Par contre, le paramètre $b=20$ peut être modifié selon les résultats du dimensionnement.

Les épaisseurs des dalles et des voiles sont affichées par un nombre:

- b ou bF (si le paramètre est bloqué).

Le diamètre des poteaux circulaires est affiché aussi par un nombre:

- d ou dF (si le paramètre est bloqué).

Les dimensions des semelles sont visualisées comme suit :

- $b \times h \times H$ (parallélépipède).

Par défaut, les dalles sont appuyées sur les éléments sous-jacents. mais l'utilisateur peut les désactiver à son choix. Cette approche est valable pour un schéma qui inclut les dalles préfabriquées. Sur le schéma de l'étage, le côté désactivé est présenté par la ligne tracée à l'intérieur de la dalle.

A tout moment, l'utilisateur peut afficher la projection axonométrique du bâtiment ou d'un étage. Tous les éléments sont visualisés "en corps".

➤ **Saisie des charges**

L'utilisateur impose les charges verticales et horizontales. Le module emploie 8 types de chargements:

- permanent;
- exploitation;
- accidentel;
- cloison;
- sismique (particulier, aux signes variables) selon la première direction;
- sismique (particulier, aux signes variables) selon la deuxième direction;
- dû au vent (de courte durée, aux signes variables) selon la première direction;

- dû au vent (de courte durée, aux signes variables) selon la deuxième direction.

Les quatre premiers chargements incluent les charges verticales, les autres types de chargements incluent les charges horizontales.

Les charges verticales peuvent être :

- concentrées;
- uniformément réparties le long d'une ligne;
- uniformes locales;
- uniformément réparties suivant la superficie de la dalle.

Chaque chargement vertical peut inclure les charges verticales en combinaison arbitraire. Avant d'introduire une charge verticale, l'utilisateur choisit dans le menu Chargements le type de chargement vertical auquel appartient la charge à introduire. La charge concentrée se présente sous forme d'un cercle avec un point au centre, la charge uniformément répartie le long d'une ligne a l'aspect d'un tronçon limité par des cercles, la charge uniforme locale apparaît comme un rectangle avec des hachures horizontales, la charge uniformément répartie suivant la superficie de la dalle a des hachures obliques de couleur rouge.

ATTENTION! Il est inutile d'introduire le poids propre des éléments: le calcul en tient compte automatiquement.

Toutes les données concernant les chargements horizontaux sont introduites dans un tableau. L'utilisateur introduit les directions de l'action sismique en degrés par rapport à l'axe X (deux directions au maximum) et les directions du vent (deux directions au maximum). Chaque direction forme un chargement. L'utilisateur introduit aussi les caractéristiques de l'ouvrage définies par les normes (exposition de la région, catégories du sol, etc.)

➤ **Calcul : mode d'emploi du logiciel.**

Le calcul tient compte des charges introduites par l'utilisateur dans tous les chargements, ainsi que du poids propre des éléments. Le poids propre des cloisons est inclus automatiquement dans le chargement cloison, le poids propre de tous les autres éléments est inclus automatiquement dans le chargement permanent. Au cours du calcul, le système **EXPERT** choisit les sections des éléments (à l'exception des cloisons et des éléments en matériaux autres que béton armé).

Le calcul se produit à l'aide de commandes:

- calcul de l'étage courant;
- calcul du bâtiment entier.
- Le calcul de l'étage courant inclut :
 - transmission des charges verticales provenant des dalles aux poutres, aux voiles et aux poteaux de l'étage courant;
 - sélection des épaisseurs et du pourcentage des armatures pour les dalles en béton armé de l'étage courant;
 - identification des poutres et des poutrelles, définition des schémas constructifs (travées et appuis) de l'étage courant.

Ce calcul ne tient pas compte de l'interaction des étages, l'appui direct des poteaux et des voiles sur les dalles n'étant pas prévu.

Si quelques étages ont une configuration identique et supportent la même charge, l'utilisateur peut créer un seul étage, réaliser son calcul et le copier ensuite dans tous les autres. Le schéma de l'étage est copié avec les résultats du calcul de l'étage. Un tel mode réduit considérablement le temps de calcul.

Après avoir calculé tous les étages, l'utilisateur réalise le calcul du bâtiment entier.

Ce calcul inclut:

- transmission des charges verticales à partir des poutres aux appuis;
- transmission des charges verticales à partir des poteaux et des voiles aux poteaux, aux voiles et aux poutres de l'étage sous-jacent;
- calcul des charges horizontales;
- définition des dimensions des sections et du pourcentage des armatures des poutres, des poteaux et des voiles en béton armé;
- paramétrage des semelles filantes et celles sur pieux réparties automatiquement sous les poteaux et les voiles du 1-er étage.

A la fin de chaque calcul, l'écran affiche le schéma avec les charges appliquées à chaque élément. Les charges verticales appliquées aux poteaux sont parallèles à l'axe vertical de l'écran, les charges verticales appliquées aux voiles et aux poutres sont perpendiculaires à ces éléments. Les directions des charges horizontales sur le schéma de l'étage coïncident avec les directions réelles (puisque le schéma de l'étage est visualisé comme une projection sur le plan

horizontal). Lors de l'affichage d'un étage ou d'un bâtiment en 3D, les directions de toutes les charges coïncident avec les directions réelles. Les charges appliquées à un élément peuvent être concentrées ou réparties.

L'utilisateur peut afficher les charges appartenant à un type de chargement et résultant du calcul d'un étage ou d'un bâtiment (le type de chargement est choisi dans le menu Chargements).

Si l'utilisateur modifie $k^{\text{ème}}$ étage (introduction ou annulation d'un élément ou d'une charge verticale), le calcul du $k^{\text{ème}}$ étage et du bâtiment entier s'annulent automatiquement, mais les calculs de tous les autres étages restent intacts. Si l'utilisateur modifie les paramètres des charges horizontales ou la hauteur d'un étage quelconque, seul le calcul du bâtiment est annulé.

Après avoir terminé le calcul du bâtiment, l'utilisateur peut modifier les sections des éléments (ces actions ne provoquent pas l'annulation des calculs) et calculer les volumes et les prix compte tenu des sections modifiées.

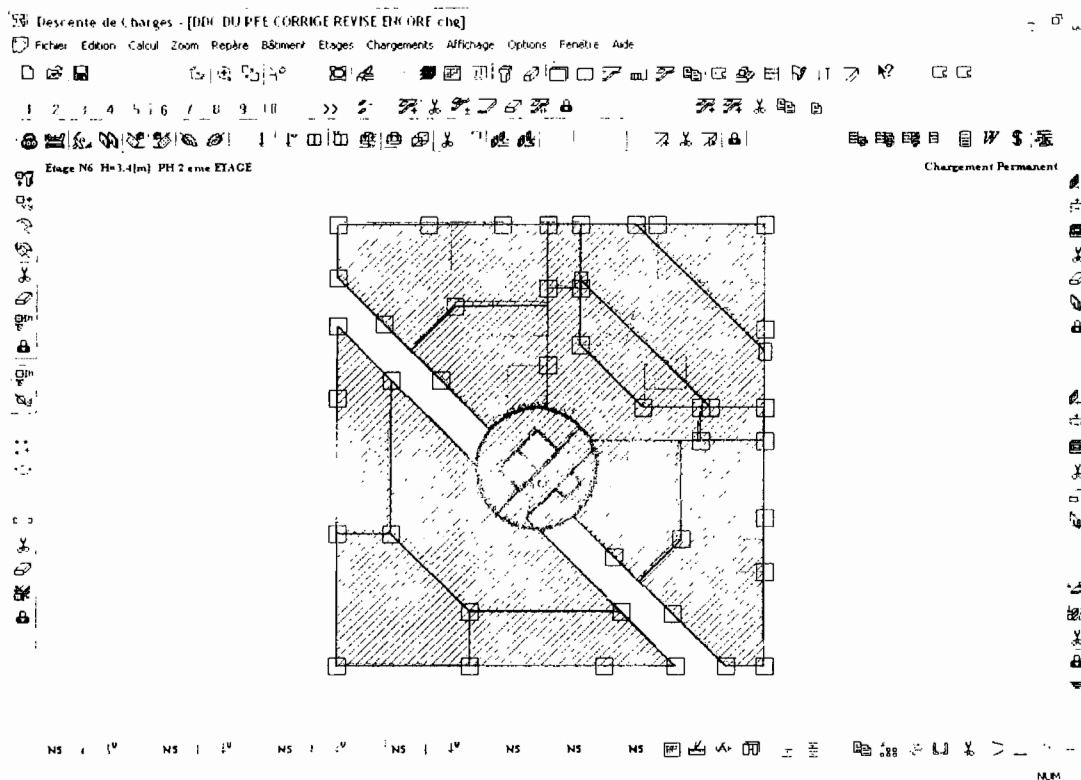


Figure 3.1 : Schéma du 2^{ème} étage avec tous les éléments structuraux saisis sur robot DDC.

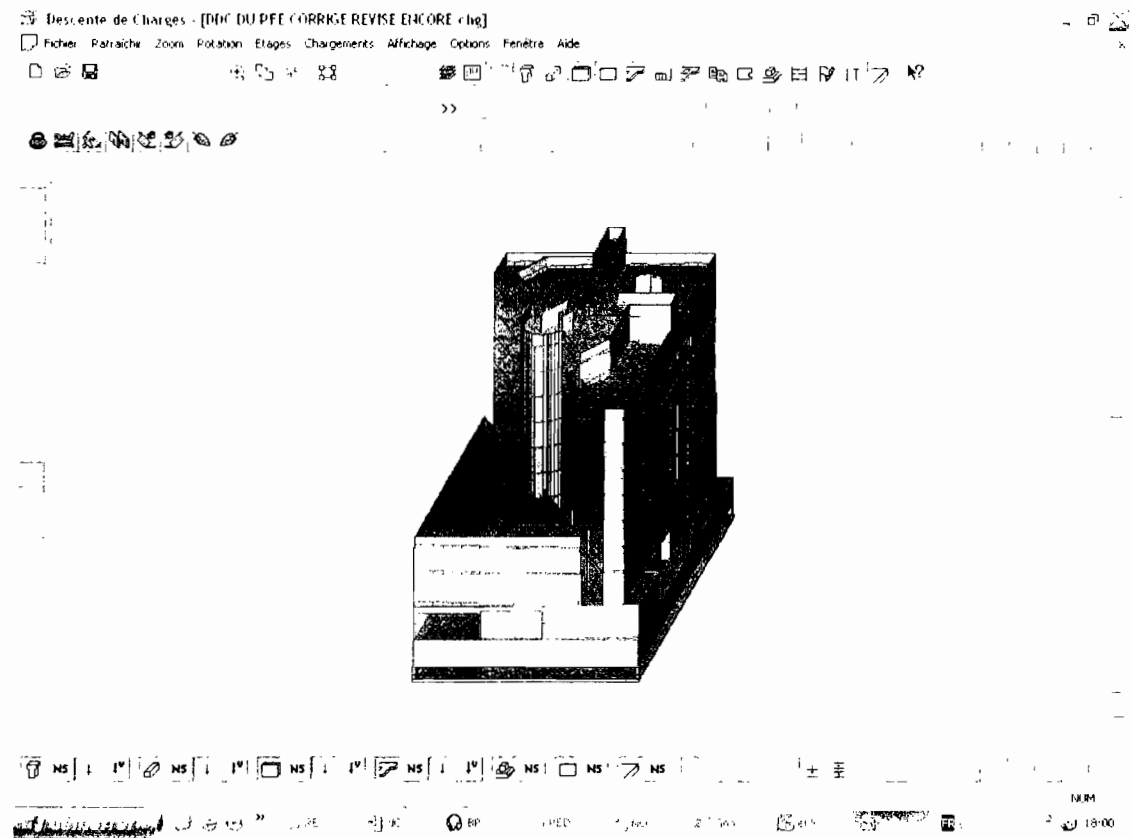


Figure 3.2 : Vue de la structure en 3 D sur Robot DDC avec les efforts sur poutres

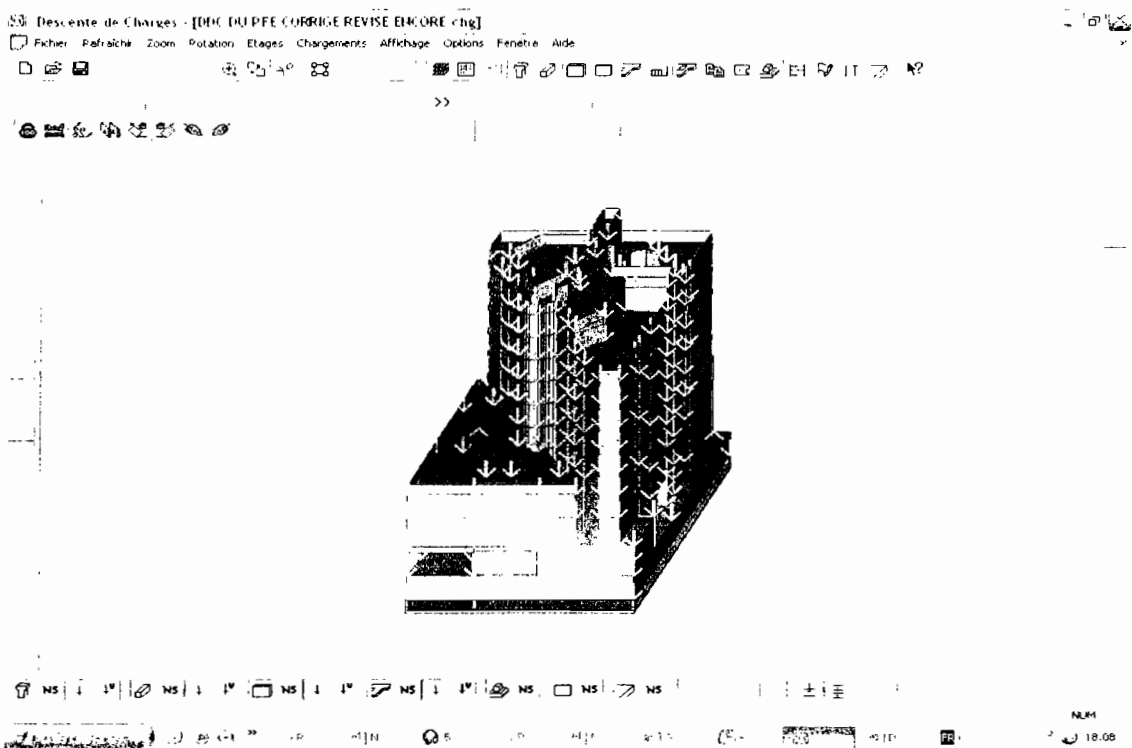


Figure 3.3 : Vue de la structure en 3 D sur Robot DDC avec les efforts normaux

III-3. LES CHARGES A CONSIDERER POUR LA DDC :

Comme son nom l'indique, la descente de charge est une combinaison de charges que l'on applique en vue de dimensionner les systèmes porteurs du bâtiment.

Ainsi, comme précédemment, nous avons les charges permanentes, les charges d'exploitations et les charges climatiques.

Définition :

- Les charges ou actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, charges d'exploitations, climatiques, etc.) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variations de température, déplacement d'appuis, etc.) BAEL 91 / A. 3.1
- Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une construction par une combinaison d'actions données. BAEL 91 / A. 3.1

A. Les charges permanentes :

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps (BAEL 91 / A. 3.1.2), elles comprennent:

- a) Le poids propre de la structure : la masse volumique du béton armé est égale à $2,5 \text{ T/m}^3$, excepté dans les conditions spéciales (proportion d'armatures forte ou faible, béton léger ou lourd).
- b) Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure ; par exemple :
 - Les cloisons, les revêtements de sols etc.
 - Les machines telles que les ascenseurs et autres installations spéciales.
- c) Les poussées des terres dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps ou les pressions des liquides dont les niveaux varient peu, en cas de variations importantes des poussées ou des pressions, ces actions seront considérées comme variables.
- d) Les déformations permanentes imposées à la construction :
 - Les tassements différentiels des fondations.
 - Le raccourcissement unitaire dû au retrait (nous négligerons ce dernier paramètre dans notre étude)

La somme de ces différentes charges partielles sur les planchers de ce projet donne la valeur totale de la charge permanente.

Ainsi pour chaque niveau nous avons calculé et mis sous forme de tableau les différentes charges permanentes le concernant (voir annexes).

Méthodologie du calcul :

Edicule :

Comme exemple nous vous proposons la descente de charge au niveau de l'édicule.

- Partie en 16+4

Plancher corps creux 16+4	2.85 kN/m ²
Forme de pente pour EP	2,00 kN/m ²
Etanchéité multicouche	0,12 kN/m ²
Enduit sous face	0,36 kN/m ²
Couche de gravillons (protection)	0.10 kN/m ²
Total	5,43 kN/m²

Pour le reste voir annexes (3.1)

B. Charges d'exploitation

Les charges résultant de l'exploitation des locaux sont également prises en compte. Elles prennent des valeurs différentes en fonction de la nature du local considéré. La réglementation BAEL suivant la norme NF P 06-001 donne les différentes valeurs des charges surfaciques à considérer. Les charges d'exploitation correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes. Il peut également s'y ajouter les équipements fixes légers.

Ces charges dépendent donc de l'utilisation qui sera faite des locaux. Les charges d'habitation sont habituellement prises en compte sous forme de charges uniformément réparties.

On a par exemple :

Appartement	1.50 kN/m ²
Salon bar et restaurant	4.00 kN/m ²
Ascenseur	4,00 kN/m ²
Salle d'ordinateur et de reprographie	2,50 kN/m ²
Amphithéâtre	4,00 kN/m ²
Cuisine	5,00 kN/m ²

Sanitaire	1,50 kN/m ²
Bureau	2,50 kN/m ²
Escalier	2,50 kN/m ²
Boutique et Annexe	5,00 kN/m ²
Terrasse accessible au public	5,00 kN/m ²
Terrasse non accessible	1,00 kN/m ²
Parking	2,50 kN/m ²
Halles diverses où le public se déplace	4,00 kN/m ²
Piscine	2,00 kN/m ²

III-4. CALCUL DES FONDATIONS

a) Généralités

Les fondations sont des ouvrages de transition entre les éléments porteurs d'une ossature et le sol. Elles se trouvent donc fortement sollicitées par ces éléments. On a l'habitude de les classer en deux catégories qui sont les suivantes :

- les fondations superficielles
- les fondations profondes

Le choix du mode de fondation d'un bâtiment est conditionné par de nombreux facteurs :

- la structure du sol
- les charges à transmettre au sol
- la conception de la superstructure de l'ouvrage
- la destination (sensibilité) de l'ouvrage
- la nature des couches de terrain
- la présence d'eau éventuelle
- les matériaux disponibles
- les moyens financiers disponibles.

Ainsi une connaissance géotechnique du sol destiné à recevoir le bâtiment s'avère obligatoire afin d'éviter à long terme des désordres dont la réparation sera onéreuse ou tout simplement la ruine du bâtiment.

Tout ceci nous conduit à conclure qu'un projet de fondation correct doit répondre à trois sortes de préoccupations :

- tout d'abord, la forme et l'emplacement des fondations doivent être choisis de manière à assurer la sécurité de la construction à l'égard des modifications prévisibles de l'état des lieux,
- puis, la fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante,
- enfin, le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

Les options les plus couramment utilisées pour les fondations de bâtiments sont les suivantes :

- les semelles isolées (les fondations superficielles)
- les semelles filantes (les fondations superficielles)
- les radiers (les fondations superficielles)
- les pieux et les micro-pieux (les fondations profondes)

b) Caractéristiques géotechniques du sol

Les contraintes admissibles sont établies à partir des caractéristiques géotechniques du sol connues à la suite d'essais. Les plus importants à connaître sont :

- la densité ou le poids spécifique γ ,
- l'angle de frottement interne φ
- la cohésion C .

Pour une étude plus approfondie et complexe, on cherchera à déterminer les autres caractéristiques du sol à savoir :

- la perméabilité,
- les limites d'Atterberg,
- la compressibilité,
- le module d'élasticité
- le coefficient de Poisson.

Plusieurs auteurs donnent les contraintes limites qui, divisées par un coefficient de sécurité F , donnent les contraintes admissibles. Le calcul des contraintes admissibles fait appel à l'utilisation des fonctions de portance N_γ , N_q , N_c dont les valeurs sont fonctions de φ .

Sur le site du projet, le sol constaté est essentiellement sableux mélangé parfois avec du coquillage jusqu'à la profondeur à laquelle la nappe a été rencontrée (au moins à 1.50 m environ). La coupe de terrain rencontrée lors du forage est la suivante :

- 0 à 0.9m : du sable fin de dune ($\gamma_{s1} = 18,90\text{kN/m}^3$),
- 0.9m à 1.40m : du tout venant coquillé (mélange de sable de plage et du coquillage) ($\gamma_{s2} = 23,0\text{ kN/m}^3$),
- 1.40m à 8.00 m : du sable fin (de plage) et existant sur le reste des profondeurs fondées (8.00m) ($\gamma_{s3} = 19,90\text{kN/m}^3$ $\gamma_{sat\ s3} = 22,1\text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$ et $C = 150\text{ kPa}$).

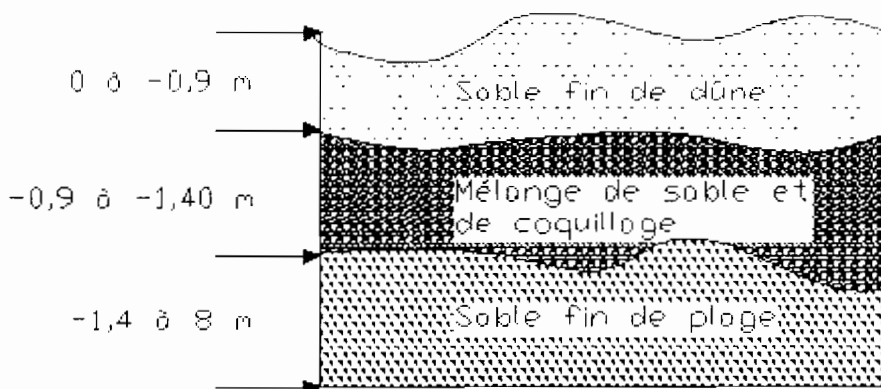


Figure 3.4 : Coupe géologique du site recevant l'ouvrage.

La nappe phréatique a été rencontrée à 1.80 m de profondeur.

c) Choix du type de fondations

Le choix du type de fondations est fait par l'ingénieur d'études et dépend de la charge totale du bâtiment qu'on aura à transmettre à ces dernières. Dans une plus large mesure, il faudra tenir compte des résultats des sondages effectués, qui fournissent, dans les détails, les différentes caractéristiques du sol destiné à supporter l'ouvrage.

Vue l'envergure de ce projet (charges relativement importantes), une solution de fondations en semelles isolées ou filantes est à écarter et donc le choix est à faire entre des fondations profondes sur pieux et un radier général.

i. Les pieux

Il est prévu dans les ouvrages des fondations profondes lorsque les fondations superficielles ne sont pas possibles pour différents motifs résultants de la campagne de sondage :

- Tel que défaut de portance du terrain en surface ou sa qualité médiocre
- Existence de carrières non consolidables ou difficiles à reconnaître
- Existence de zones de terrain avec risque de dissolution (gypse) lorsqu'il n'est pas possible de délimiter les injections nécessaires
- Existence de nappes phréatiques interdisant l'exécution des terrassements ou des fouilles en rigoles dans l'eau etc.

Les pieux sont placés, en général, à tous les angles du bâtiment et à toutes les intersections de murs ainsi que sous tous les points d'appui isolés.

Il faut rechercher avec précision la force portante réelle des pieux, la longueur minimale qu'il faut leur donner et quelle sécurité peut on en attendre. Ils diffèrent dans le calcul par rapport aux autres types de fondation par la prise en compte du frottement latéral sur les parois de la fondation en plus de la résistance en pointe.

On distingue plusieurs types de pieux :

- Les pieux refoulants le sol à la mise en place : les pieux battus préfabriqués, les pieux en métal battus, les pieux en béton foncés...
- Les pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place : les pieux forés à la boue et barrette, les pieux forés tubés...

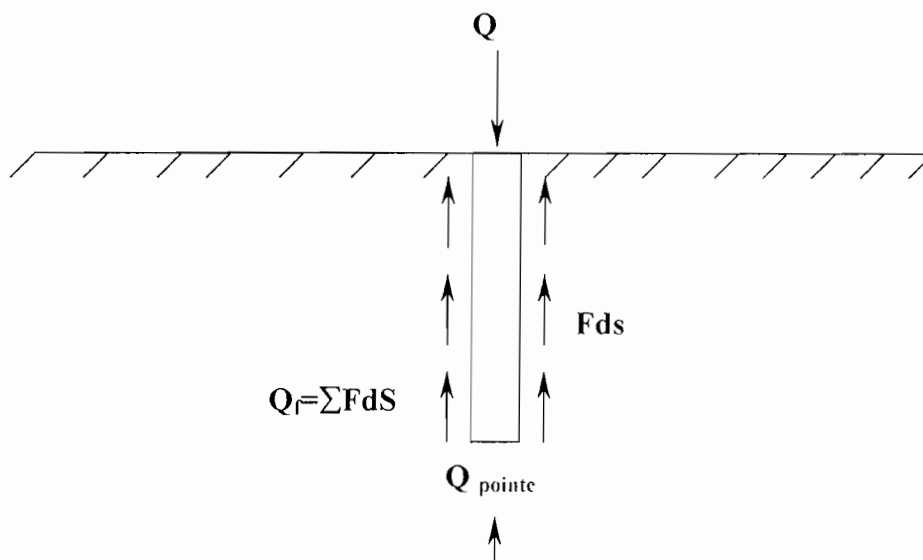


Figure 3.5 : Résistance de pointe et frottement latéral d'un pieu

Par ailleurs les questions d'ordre économique jouent un rôle de plus en plus décisif. L'exécution de fondations en pieux nécessite une grande technicité et conduit souvent lorsqu'ils sont indispensables de recourir à la sous-traitance. Donc on exécutera des pieux que lorsqu'il y'a vraiment une nécessité apparente.

ii. Le radier

Dans l'hypothèse des fondations superficielles, il arrive que les charges appliquées et la contrainte admissible sur le bon sol font que la distance entre les semelles filantes ou les semelles isolés devient trop faible (dans certains cas, les semelles arrivent à se recouvrir comme c'est le cas de ce projet) pour que l'exécution puisse être possible.

Dans ce cas, on transforme le système de fondation en une dalle coulée sous l'ensemble de l'ouvrage, cette dalle pouvant comporter ou non des poutres noyées dans la dalle ou en saillie. Cette dalle s'appelle radier général.

Le radier général s'impose également très souvent dans l'hypothèse des bâtiments à plusieurs niveaux où les charges amenées par les structures nécessitent de mobiliser toute l'emprise du terrain, voire même quelque fois avec un débord périmétrique afin d'obtenir la contrainte admissible sur le sol.

Il y'a lieu de noter également que le radier général est choisi aussi dans le cas où l'on se trouve en présence d'une nappe phréatique et lorsqu'il est nécessaire de rendre étanche les infrastructures. En pareil cas, le radier général supporte d'une part le bâtiment et d'autre part la sous pression due à la nappe. Par ailleurs il sert également de support pour le cuvelage destiné à rendre étanche les infrastructures.

Dans un radier par simplification, et dans l'hypothèse où ce dernier est suffisamment rigide, on admet une répartition uniforme de la réaction du terrain.

Il existe deux types principaux de radiers employés couramment :

- Le radier général épais
- Le radier général nervuré.
- Le radier plancher champignon.

Le radier général épais est le plus simple à employer. Cependant, lorsque les portées deviennent trop importantes, il conduit à une consommation de béton et d'acier trop importante et doit être remplacé obligatoirement par un radier nervuré.

Un radier général se calcule comme « un plancher renversé », les points d'appuis étant constitués soit par les poteaux, soit par des voiles et la charge qui lui est apportée est due à la réaction du sol. Il y'a lieu en conséquence de noter que dans un radier la position des ferrailages est inversée par rapport à celle d'un plancher.

Les radiers ont des dimensions notables aussi bien en largeur qu'en longueur. Leurs épaisseurs varient de 20 à 60 cm pour les bâtiments courants.

Plus la fondation est large, plus le terrain est sollicité en profondeur.

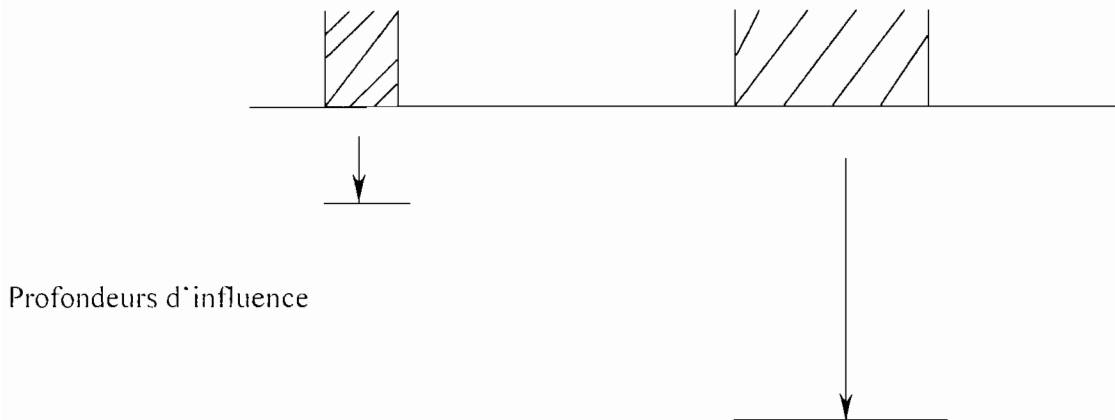


Figure 3.6 : Influence de taille de la fondation par rapport à la profondeur

Le plancher bas du sous-sol de notre ouvrage est situé à $-3,50$ m. Cela nous amène à établir les fondations dans la couche du sable fin (de plage). Il faut dire que cette couche est assez résistante, donc nous pouvons ainsi fonder notre radier tout en prenant les précautions qui s'imposent pour drainer les eaux de remontée par capillarité.

d) Justification du choix et dimensionnement du radier

i. Hypothèses

La difficulté de l'étude d'un radier réside dans la détermination du diagramme (approché ou exact) des réactions du terrain, car il dépend des coefficients d'élasticité relative de la structure, du radier et du sol.

On pourrait envisager d'utiliser la théorie des plaques sur sol élastique en supposant que l'on connaisse le coefficient k de l'équation de Lagrange $\Delta\Delta w = kw / EI$ mais il faudrait alors pouvoir écrire les conditions aux limites et à l'aplomb des points porteurs. Une telle façon de procéder est, en général, tellement laborieuse qu'on a toujours calculé les radiers en choisissant à priori un diagramme de réaction du sol et en veillant à ce que les éléments réducteurs associés à ce diagramme redonnent bien, à l'aplomb de chaque point porteur, une réaction d'intensité égale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure.

Ainsi, si nous supposons sous un radier, qui équilibre principalement les planchers, une réaction uniforme du terrain et si nous adoptons des moments de continuité, déduits des

moments isostatiques par les mêmes rapports que ceux qui sont utilisés pour les planchers, nous savons que l'équilibre sera réalisé au niveau de tous les points porteurs. Cela explique pourquoi les radiers sont calculés en planchers renversés.

ii. Calcul de la capacité portante de la couche de sable de plage

L'une des étapes les plus importantes de la conception des fondations consiste à s'assurer qu'elles ne causeront pas la rupture du sol porteur. Le facteur de sécurité permet de vérifier si la contrainte réellement appliquée au sol par les fondations est en deçà de la contrainte ultime qui entraînerait la rupture par cisaillement.

La capacité portante de la fondation est donnée par la couche de sable fin ($C_u = 150$ kPa et $\phi = 30^\circ$). Cependant nous calculerons les contraintes exercées sur cette dernière couche puis nous vérifierons qu'elles ne dépassent pas les contraintes limites.

Pour faciliter les calculs, des simplifications ont été faites et on obtient la formule suivante pour les sols pulvérulents selon le « *Manuel canadien d'ingénierie des fondations* »:

$$q'd = \sigma'_{vo} N_q S_q I_q + 0,5 \gamma B N_\gamma S_\gamma J_\gamma$$

Avec:

- $q'd$ = capacité portante admissible brute (kPa)
- N_q = coefficient de capacité portante dépendant de l'angle de frottement interne (ϕ)
- S_q = coefficient de géométrie des semelles
- I_q = coefficient d'inclinaison de la charge
- σ'_{vo} = contrainte effective due au poids du sol au niveau de la fondation (kPa)
- γ = poids volumique du sol situé sous la semelle (kN/m³)
- B = largeur de la semelle (m)

La fondation se trouve à une profondeur qui est au dessus la nappe phréatique, on devra utiliser le poids volumique déjaugé γ' des sables dans le terme de profondeur de l'équation générale de la capacité portante.

Ainsi on aura :

$$\gamma'_{s,3} = 22.1 - 9.81 = 12,29 \text{ kN/m}^3.$$

$\sigma'_{vo} = \gamma' * D$ avec D la profondeur du sol s'exerçant sur la semelle. Ici $D = 0$ m

$$\begin{aligned} \Rightarrow \sigma'_{vo} &= \gamma_{s1} * 0,9 + \gamma_{s2} * 1,40 + \gamma_{s3} * 0,40 + \gamma'_{s3} * 1,70 \\ &= 18,9 * 0,9 + 23,0 * 1,40 + 19,9 * 0,40 + (22,1 - 9,81) * 1,70 = 78,06 \text{ kPa.} \end{aligned}$$

On peut maintenant calculer la capacité portante à court terme. Puisque $\phi = 30^\circ$ on a les facteurs de force portante qui sont :

$$N_c = 30,1 \quad N_q = 18,4 \quad N_\gamma = 15,1$$

(Valeurs obtenues selon le tableau de Brinch-Hasen et Vesic)

Et on a aussi :

- $S_c = S_q = 1 + [(B/L) * (N_q/N_c)]$ B = largeur de la semelle (m) L = longueur de la semelle (m).
- $S_\gamma = 1 - 0,4 * (B/L)$ B = largeur de la semelle (m) L = longueur de la semelle (m).
- $I_c = I_q = I_\gamma = 1$ pour des charges verticales arrivant sur la fondation.

Formules proposées par le « Manuel canadien d'ingénierie des fondations »

On obtient alors:

$$S_c = S_q = 1 + [(30/30) * (18,4/30,1)] = 1,62$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 * (30/30) = 0,6$$

$$\Rightarrow q'd = (78,06 * 18,4 * 1,62 * 1 + 0,5 * 12,29 * 30 * 15,1 * 0,6 * 1)$$

$$q'd = 3997,042 \text{ kPa}$$

Le calcul précédent est un calcul à la rupture. La garantie contre la rupture du sol est assurée par un facteur de sécurité global (Fs). Le « Manuel canadien d'ingénierie des fondations » définit le facteur de sécurité comme le rapport entre la capacité portante ultime du sol de fondation ($q'd$) et les contraintes appliquées (q_{app}). Ce coefficient est généralement fixé à $F_s = 3$, du fait de la maîtrise imparfaite des caractéristiques géotechniques du sol. Cette contrainte limite devient ainsi la « capacité portante admissible » $q_{adm \text{ nette}}$ du sol.

$$q_{adm \text{ nette}} = (q'd / F_s)$$

La contrainte appliquée par une fondation doit toujours être maintenue à une valeur inférieure ou égale à la capacité portante admissible du sol porteur.

Cette contrainte maximale représente donc la contrainte limite qu'une fondation peut appliquer sans risque de rupture du sol, à l'intérieur de la marge de sécurité offerte par le facteur de sécurité.

$$q_{adm \text{ nette}} = (3997,042 / 3) ; q_{adm \text{ nette}} = 1332,347 \text{ kPa}$$

La descente des charges effectuée dans le chapitre précédent nous a permis de connaître les charges arrivant au niveau du radier. A partir de là, déterminons la contrainte appliquée sur la surface du sol de fondation.

$$\sum F_v \text{ sur le radier} = 111\,150 \text{ environ } 120\,000 \text{ kN or } S = 900 \text{ m}^2$$

$$\sigma_p = \sum F_v / S = 120\,000 / 900 \Rightarrow \sigma_p = 133,34 \text{ kPa}$$

$\sigma_p < q_{\text{adm brute}}$. la couche de sable fin (de plage) est apte à supporter la structure.

L'intensité de la contrainte issue de la superstructure et du poids des terres qui arrive au niveau de la couche de sable fin :

$$\begin{aligned} \text{Poids des terres } \sigma_n &= \gamma_{\text{sat } s3} (h3 - 0,2) \\ &= 22,1 * (8,00 - 0,2) = 172,38 \text{ kPa} \end{aligned}$$

En allant en profondeur la pression exercée sur les couches profondes par la fondation a tendance à diminuer. Plusieurs auteurs dont BOUSSINESQ ont proposé des méthodes de détermination de la diminution de la contrainte. Dans notre cas nous proposons une répartition de la contrainte par la méthode du 2 dans 1 qui donne la relation suivante :

$$\text{Contrainte de la superstructure } \sigma'_p = \sum F_v / [(B + Z)*(L + Z)]$$

$$\sigma'_p = 120\,000 / [(30 + 7,8)*(30 + 7,8)] ; \sigma'_p = 83,98 \text{ kPa}$$

$$\sigma''_p = \sigma'_p + \sigma_n = 256,36 \text{ kPa}$$

$\sigma''_p < q_{\text{adm brute}}$, les contraintes résiduelles atteignant la couche de sable fin ne dépassent effectivement pas la contrainte admissible.

Du point de vue de la capacité portante, le sol est apte à supporter l'ouvrage. Il reste à vérifier que les tassements occasionnés par la structure restent dans les limites admissibles.

e) Tassements dans la fondation

i. Calcul du tassement

La face inférieure de la fondation applique une distribution de contraintes verticales sur le sol dont la surface du sol est supposée proche de l'horizontale. Cette pression de contact est indispensable pour calculer les efforts dans la fondation et évaluer les déplacements verticaux à la surface du sol qui sont prépondérants et ayant des répercussions sur les structures reposant sur le sol. Ces déplacements verticaux sont appelés tassements.

Ces tassements sont nécessaires car ils permettront de savoir s'il faut mettre un joint de tassement ou pas. Car si le bâtiment se trouve sur deux natures de terrain différentes pouvant

entraîner des tassements inégaux dans la construction, il y'a lieu de mettre un joint de rupture dans les fondations. Ces joints seront alors mis tous les 20 à 40 m.

Dans notre cas, le sol est uniforme sur toute la surface de fondation, ce qui présage un tassement uniforme qui nous évite alors la mise en place d'un joint de rupture.

Une fois que l'on a déterminé le tassement des fondations, la question est de savoir si ces déplacements sont admissibles pour la structure portée. Le tassement S des fondations est dû au tassement immédiat S_i , au tassement de consolidation S_c et au tassement de compression secondaire S_{cs} .

$$S = S_i + S_c + S_{cs}$$

Pour notre cas le sable étant saturé, la pression de l'eau interstitielle créée par les charges appliquées se dissipe immédiatement et le même processus s'établit.

On calcule habituellement le tassement de consolidation primaire à l'aide de la théorie de TERZAGHI (cours pratique de mécanique des sols : tome 1) et on obtient :

$$S_c = C_c / (1 + e_0) * H * \log [(p'_0 + \Delta P) / p'_0]$$

Avec C_c : indice de compression du sol,

e_0 : indice des vides du sol,

H : épaisseur de la couche de sol considérée,

p'_0 : contrainte effective initiale à une profondeur au milieu de la couche,

ΔP : variation de la contrainte issue de la superstructure entre deux profondeurs Z_1 et Z_2 dont la différence correspond à l'épaisseur H de la couche.

Il est possible, pour le calcul de S_c , de discrétiser la couche d'épaisseur H en plusieurs lamelles dont les tassements seront déterminés. Le tassement global sera alors la somme des tassements élémentaires calculés.

Par ailleurs, dans les sols d'origine organique, les tassements secondaires sont très importants et doivent être inclus dans le tassement final, tout au moins pendant la durée de vie de l'ouvrage. Dans ce cas, le tassement secondaire peut être calculé à partir de la formule suivante :

$$S_{cs} = \alpha \log (t / t_f)$$

Avec α : pente de la courbe de tassement après 100 % de compression primaire,

t : temps au bout duquel la consolidation primaire a pris fin,

t_f : durée de vie de l'ouvrage.

Ainsi, nous nous proposons de calculer les tassements pour la couche de sable fin de plage rencontrée à partir d'une profondeur de 1,40m et existant sur le reste des profondeurs sondées.

- Couche de sable fin de plage

➤ **Tassement de consolidation**

$$S_c = C_c / (1 + e_0) * H * \log [(p'_0 + \Delta P) / p'_0]$$

C_c est donné par la formule de SKEMPTON : $C_c = 0.003.(w_L - 10)$, w_L est la limite de liquidité du sable fin de plage 75%, d'où $C_c = 0.028$

$e_0 = (\gamma_s / \gamma_w) * w$, w est la teneur en eau du sable fin de plage (10.9%), d'où $e_0 = (19,9/9.81) * 0.109 = 0,221$

L'épaisseur de la couche du sable sous la fondation est de $H = 4,3m$.

La contrainte initiale effective au milieu de sable est donnée par :

$$p'_0 = \gamma_{s1} * h_1 + \gamma_{s2} * (h_2 - 0,6) + 0,6 * \gamma'_{s2} + \gamma'_{s3} * h_3 / 2 =$$

$$p'_0 = \gamma_{s1} * 0,9 + \gamma_{s2} * 1,40 + \gamma_{s3} * 0,40 + \gamma'_{s3} * 1,70$$

$$= 18,9 * 0,9 + 23,0 * 1,40 + 19,9 * 0,40 + (22,1 - 9,81) * 1,70 = 78,06 \text{ kPa.}$$

La pression de contact de la fondation sur le sable est $\sigma_p = 133,34 \text{ kPa}$. A la fin de la couche de sable cette pression est réduite à $\sigma'_p = 83,98 \text{ kPa}$ d'où $\Delta P = 49,36 \text{ kPa}$.

$$S_c = 0,028 / (1 + 0,221) * 4,3 * \log [(78,06 + 49,36) / 78,06] = \mathbf{0,0251 \text{ m}}$$

➤ **Tassements de compression secondaire et instantané** : négligés

- Tassement global : S_c

$$S_t = S_c = \mathbf{0,0251 \text{ m}}$$

ii. Tassements admissibles des fondations

Lorsque les tassements sont uniformes, ils ne sont pas en général, préjudiciables si l'ouvrage considéré possède une certaine raideur. Ce qui peut être plus gênant, ce sont les dénivellations entre les points d'une fondation c'est à dire les tassements différentiels. Si leur ampleur est importante, des désordres graves peuvent survenir : dislocation de la maçonnerie, fissures dans le béton ou encore rotation d'ensemble de l'immeuble.

Dans le cadre de ce projet, il faut craindre le tassement absolu étant donné que l'ensemble de l'ouvrage repose sur un radier général. Il pourrait se produire un enfoncement d'ensemble de l'immeuble.

Les tassements sont considérés comme admissibles lorsqu'ils peuvent être tolérés ou absorbés sans inconvénients par la superstructure. Pour un immeuble IGH (≈ 28 m) en structure B.A avec fondation en radier général, les tassements admissibles sont de l'ordre de 3 cm. Or $S_{cl} = 0,0251 \text{ m} < 3 \text{ cm}$

Le tassement calculé est inférieur au tassement admissible.

Conclusion : Le choix du radier est justifié étant donné que les contraintes en terme de capacité portante et de tassement sont respectées.

f) Dimensionnement du radier

i. Choix du type de radier

La réaction du sol et la pression hydrostatique constituent des forces ascendantes qui sollicitent le radier. Dès lors, les mêmes règles constructives que pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevées sont usuellement appliquées.

On rencontre les types de radiers suivants :

- les radiers nervurés (avec panneaux de dalles, poutres principales, et poutres secondaires) ;
- les radiers en planchers champignons renversés ;
- les radiers en planchers dalles renversées.

Notre choix s'est porté sur le radier du type nervuré.

ii. Hypothèses simplificatrices

Le calcul d'un radier nécessite l'adoption d'hypothèses simplificatrices relatives au diagramme de réaction du sol qui est supposé uniforme.

Toutefois, le diagramme retenu doit être tel que les conditions de la statique, traduisant l'équilibre global entre les réactions du sol et l'ensemble des charges apportées par la superstructure sur le radier supposé rigide soient vérifiées.

Ces équations sont les suivantes :

- $\iint_B \sigma(x, y) \cdot dx \cdot dy = \sum p_i$
- $\iint_B \sigma(x, y) \cdot x \cdot dx \cdot dy = \sum p_i x_i$
- $\iint_B \sigma(x, y) \cdot y \cdot dx \cdot dy = \sum p_i y_i$

$\sigma(x, y)$ est la réaction du sol en un point de coordonnées (x, y) ,

B est l'aire du radier

p_i est la charge apportée par la structure.

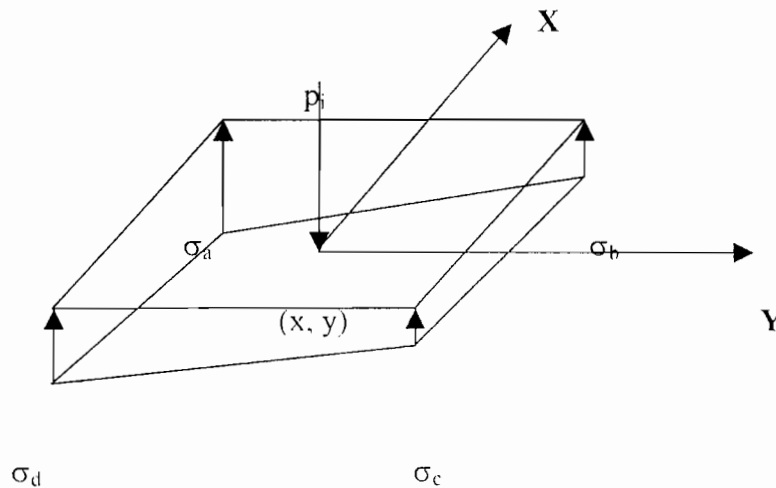


Figure 3.7 : Modélisation des charges et réactions au niveau du radier

iii. Caractéristiques générales du radier

L'emprise de l'ouvrage limite la surface délimitée par le radier. Cette surface est de 900 m². Nous avons déjà vérifié que la pression de contact de l'ouvrage ne dépassait pas la contrainte admissible du sol.

Pour les radiers rigides, nous devons avoir :

- la hauteur h d'une nervure doit être supérieure au dixième de sa portée " l_a " soit $h \geq l_a / 10$
- afin que l'effort tranchant puisse être justifié sans usage d'armatures d'effort tranchant, l'épaisseur h_0 d'une dalle doit être supérieur au vingtième de sa portée " l_b " soit $h_0 \geq l_b / 20$.

La plus grande portée des dalles est de 7.9 m. L'épaisseur minimale de la dalle qui en résulte est alors de " $e_{min} = 790/20 = 39,5 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$ ". Cependant, il faut prévoir une amélioration du béton par un hydrofuge ou tout autre adjuvant du béton pouvant rendre étanche la dalle.

La sous pression de l'eau entraîne un risque de soulèvement de l'ouvrage. Il faut vérifier que le poids total du bâtiment est supérieur à cette force soit :

$$P_{\text{ouvrage}} \geq 1,1 \times \gamma_w \times S \times \Delta h_{\text{max}}$$

Δh_{max} est la différence de niveau entre la côte des plus hautes eaux, majoré de 0.5m et la face inférieure du radier et γ_w est le poids volumique de l'eau (10 kN/m³).

$$P_{\text{ouvrage}} = 120 \text{ MN}, \Delta h_{\text{max}} = (3,4 - 2,5) + 0,5 = 1,4 \text{ m}$$

$$1,1 \times \gamma_w \times B \times \Delta h_{\max} = 1,1 \times 10 \times 900 \times 1,4 = 13860 \text{ kN soit } 13,860 \text{ MN} < P_{\text{ouvrage}}.$$

Les forces de frottement sur les parois ont été négligées. Elles constituent un effet stabilisateur par rapport au soulèvement.

(Pour le ferrailage et les plans de coffrage confère annexes 4.5)

iv. Répartition des charges

Les panneaux de dalles reprennent tous une charge uniformément répartie dont l'intensité est donnée par la réaction du sol combinée à la poussée hydrostatique. Toute fissuration du béton conduira, non seulement à des infiltrations d'eau dans l'étage inférieur du bâtiment, mais aussi à la corrosion des armatures du radier qui perdront par la même occasion leur fonction. Une ruine de l'ouvrage serait alors probable. Cela nous amène à considérer dans nos calculs que la fissuration du béton est préjudiciable d'où un calcul à l'ELS.

La distribution des charges sur les poutres conduit à des sollicitations qui ne sont pas uniformément réparties. Il est alors possible, pour simplifier le calcul, de remplacer les diagrammes triangulaires et trapézoïdaux par des diagrammes équivalents uniformément répartis et conduisant à des valeurs identiques de moment fléchissant et d'effort tranchant.

$$\text{Elément trapézoïdal : } p_v \text{ (effort tranchant)} = (1 - \alpha/2) \times p \times l_x / 2$$

$$p_m \text{ (moment fléchissant)} = (1 - \alpha^2/3) \times p \times l_x / 2$$

$$\text{Elément triangulaire : } p_v \text{ (effort tranchant)} = p \times l_x / 4$$

$$p_m \text{ (moment fléchissant)} = p \times l_x / 3$$

α est le rapport de la petite portée l_x sur la grande portée l_y du panneau de dalle et p est la charge répartie sur le panneau.

Signalons que pour l'effort tranchant, la justification se fera à l'ELU. En **annexe 3** sont données les valeurs des efforts internes (moment fléchissant et effort tranchant) résultant des charges sur le réseau de poutres.

v. Réalisation du cuvelage au niveau du radier

Pour éviter les remontées d'eaux par capillarité au niveau du radier et des voiles, on réalise des revêtements d'imperméabilisation.

On distingue quatre types principaux :

- revêtement mince à base de mortier :

- revêtement épais à base de mortier ;
- revêtement à base de résine ;
- revêtement de minéralisation de surface.

Il existe deux sortes de cuvelages :

- le cuvelage dans la masse (hydrofuges de masse SIKA par exemple avec une dose adéquate) du radier et des voiles sur 1, 5m et traitement des surfaces de reprise de bétonnage.
- Cuvelage intérieur par enduit d'imperméabilisation ou par des produits spéciaux.

Ces revêtements sont appliqués sur la structure résistante en épaisseur sensiblement constante et, à ce titre, n'ont pas pour objet, sauf spécification particulière des DPM de réaliser des qualités de planéité différentes de celles de la structure résistante.

Conditions de service

Les conditions de service tiendront compte de la nature relativement étanche de l'enveloppe et des dispositions complémentaires éventuelles prises de ce fait (contre-cloison et espace ventilé, ventilation,...).

NOTE 1 : Il doit être réalisé, pour récupérer les eaux d'infiltration éventuelles, des cunettes périphériques et des pentes conduisant les eaux vers un ou plusieurs points de relevage.

Il est conseillé de réaliser une pente dans les cunettes et dans les noues d'au moins 5 mm/m et une plus grande pente d'au moins 1 cm/m.

Comme les fuites et traces d'humidité apparaissent en général au droit des zones défailtantes du cuvelage, les parois doivent rester visibles et accessibles pour faciliter tout contrôle et toute réparation ultérieure.

Le revêtement d'imperméabilisation ne doit pas être soumis à des températures excessives compte tenu du procédé utilisé.

NOTE 2 : La température maximale communément admise est 50 °C.

g) Calcul des panneaux de dalles

Se référer à la partie dimensionnement de l'ossature du bâtiment : chapitre IV

h) Calcul des poutres

Se référer à la partie dimensionnement de l'ossature du bâtiment : chapitre IV

CHAP IV : DIMENSIONNEMENT DE L'OSSATURE DU BATIMENT

IV-1. Les Poteaux :

Un poteau est un élément vertical travaillant en compression et qui transmet les charges au sol de fondation. Il peut être soumis à une compression centrée soit à la flexion composée.

PROCEDURE :

1. Poteaux soumis à une compression centrée : (BAEL B 8.2.1)

a. Poteaux relativement courts et supposés chargés axialement :

Pour toute section B d'un élément comprimé

- L'ensemble des forces extérieures se réduit à un effort normal de compression N
- Le point d'application de N est considéré centré au centre de gravité de la section de béton et des armatures longitudinales.

b. Bâtiments courants : simplifications admises

Pour souvent faciliter les calculs on admet très souvent les simplifications suivantes :

- Les Forces horizontales : (action du vent) sont équilibrées par des contreventements tels que les refends en maçonnerie ou en béton, ou par la cage d'escalier.
- La résultante des actions verticales : est centrée ou avec une faible excentricité ($e < a/12$) même si la structure n'est pas symétrique par rapport aux axes d'implantation du poteau : cas des poteaux de rive ou d'angle de bâtiment.
- Les moments de continuités, en tête ou en pied de poteau sont considérés négligeables.

c. Hypothèses de calcul :

- Association béton acier par adhérence mutuelle : $\epsilon_{bc} = \epsilon_s$

i. Principe de justification à l'ELU :

$$N_u \leq \alpha [N_{bc} + N_{sc}]$$

Avec

N_u = effort normal agissant à l'ELUR

α = est un coefficient destiné à tenir compte à la fois de l'excentricité additionnelle qu'il est nécessaire de prendre en compte, ainsi que les effets du second ordre

N_{bc} = compression dans le béton

N_s = compression dans l'acier

ii. Détermination forfaitaire :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_h} + A_s \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \right] \text{ (BAEL art B.8.4)}$$

2. Calcul de sollicitations

i. Domaine d'application

Poteaux soumis uniquement aux actions dues à des charges verticales :

- Charges permanentes : poids propre en exemple
- Charges d'exploitation : charges aux planchers en exemple

ii. Descente de charges :

- Les bases de calculs des charges ou actions ont été faites par modélisation sur « Robot ». néanmoins nous nous proposons de faire la descente de charge manuellement pour 1 poteau à titre de vérification.
- La norme NF P 06-001 propose une loi de dégression dans les bâtiments à étages, pour un nombre d'étages supérieurs à 5. Mais, dans notre cas, nous allons faire varier les dimensions des poteaux par deux niveaux à condition que les variations de charges ne soient pas trop importantes par niveau.

iii. Modalités de calcul :

Les charges verticales transmises aux poteaux sont calculées en considérant les travées discontinues, sur appuis simples.

Majoration forfaitaire pour tenir compte de la continuité des travées :

Cas des bâtiments courants à travées solidaires :

Les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées

- De 15% pour les poteaux centraux dans le cas des bâtiments à deux travées.
- De 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments comportant au moins trois travées.

3. Calcul de la Longueur de flambement :

La longueur de flambement, symbole l_f , est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives.

La longueur l_0 est la hauteur entre deux faces supérieures de deux planchers consécutifs où bien la distance entre la face supérieure de la fondation et la face supérieure du premier plancher.

Mais dans notre cas, étant donné que c'est un bâtiment à étages contreventés par des pans verticaux (murs, voiles, cage d'escalier etc.) avec continuité des poteaux et de leur section, on aura les deux possibilités suivantes :

i. $L_f = 0.7 l_0$ si le poteau à ses extrémités soit :

- Encastées dans un massif de fondation.
- Assemblées à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et la traversant de part en part (cas des poteaux intérieurs)

ii. $L_f = l_0$ dans tous les autres cas.

Exemple :

- Poteau intérieur répondant aux conditions précédentes : $l_f = 0.7 l_0$
- Poteau de rive entre deux planchers consécutifs : $l_f = l_0$
- Cas des poteaux isolés : la longueur de flambement dépend des liaisons d'extrémités.

4. Calcul de l'élancement :

a) Rayon de giration minimal i_{min}

I_{min} : moment quadratique minimal de la section de béton seul par rapport à un axe passant par le centre de surface

B : aire de la section droite de béton

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} \quad (\text{BAEL art B.8.4.1})$$

b) Calcul de l'élancement :

L'élancement est limité à $\lambda = 70$ pour la justification des poteaux soumis à la compression réputée centrée. Le coefficient α , est déterminé pour $\lambda \leq 50$; et $50 \leq \lambda \leq 70$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \quad \text{Avec } l_f = \text{longueur de flambement et } i_{min} = \text{rayon minimal de giration.}$$

5. La détermination à l'ELU :

Conditions :

- Elancement mécanique limité à $\lambda \leq 70$
- Imperfection de rectitude limitée : $\min \{1 \text{ cm}, 1/500\}$

Effort normal résistant ultime : N_u (BAEL art B.8.4.1)

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_h} + A_s \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \right] \quad N_u = \text{effort normal résistant à l'ELUR. Il doit être supérieur à}$$

l'effort agissant.

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

$$50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$A \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{1.35} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_c} \quad A = \text{section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul pour}$$

équilibrer N_u

B_r = section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur 1 cm à la périphérie du poteau.

Cette section varie en fonction de la géométrie de poteaux. Ainsi on a pour :

- Section carrée : $(a-2)^2$
- Rectangle : $(a-2) \cdot (b-2)$ a et b en cm.

$\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$ sont les coefficients de sécurité respectifs du béton et de l'acier.

α est à diviser :

- Par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- Par 1.20 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours avec utilisation de f_{cj} au lieu de f_{c28} .

Section d'acier A prise en compte en fonction de λ :

- Cas où $\lambda \leq 35$: la totalité de la section A est prise en compte.
- Cas où $\lambda \geq 35$: seule la section A des aciers disposés de façon à augmenter efficacement la rigidité du poteau dans le sens où le moment quadratique est le plus faible, est prise en compte.

6. Dispositions constructives

a) Armatures longitudinales : Acier HA : $f_c \geq 330 \text{MPa}$

- Section minimale des aciers comprimés : $A \text{ (cm}^2\text{)} \geq 4u \text{ (m)}$ u étant le périmètre de la section droite
- Pourcentage d'armature : $0,2 \leq 100 \frac{A}{B} \leq 5$ B étant la section de béton seul
- Disposition des aciers

Cas des sections rectangulaires : $B = a \times b$ avec $a \leq b$

Les armatures autres que celles des angles sont reliées par des armatures transversales (cadres, épingles, étriers)

Cas d'une section circulaire : $n \geq 6$

Cas d'une section hexagonale

Les aciers sont placés dans chacun des angles

- Enrobage des aciers longitudinaux

$\Phi_{/max}$: diamètre maximal des aciers

C_g : diamètre maximal des granulats

$$C \geq \max \{ \Phi_{/max} ; C_g \}$$

- Jonction des barres comprimées

$$l_r \geq 0,6 \times l_c \geq 30 \times \Phi \text{ pour HA Fe E 500}$$

b) Armatures transversales : ($f_c = 215 \text{ MPa}$ ou $f_c = 500 \text{ MPa}$)

- Diamètre minimal

Φ_l : Diamètre des cadres, étriers, épingles, etc.

Φ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales $\Phi_l \approx \frac{\Phi_c}{3}$

- Espacement : symbole $s' \leq \min \{ 15 \times \Phi_l ; 40\text{cm} ; a+10 \}$
- Jonction par recouvrement

Longueur minimale de recouvrement : $l_r \geq 0,6 \times l_c$

l_c étant la longueur de scellement droit prise égale à 50Φ pour acier HA 500 et pour $f_{c28} < 25 \text{ Mpa} \Rightarrow l_r \geq 30 \Phi$

Nombre de cours d'armatures transversales : $v \geq 3$ cours

- Enrobage minimal des aciers transversaux (art. A.7.1)

1cm : lieu couvert clos, sans condensation

3cm : actions agressives

5cm : littoral, brouillards salins, intempéries.

Application : Compression centrée

Prenons pour notre exemple d'application, le poteau **10** du sous-sol. Ce poteau a les caractéristiques suivantes :

$N_u = 5260 \text{ kN}$ soit 5.26 MN , $a = 40 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $l_0 = 3.75 \text{ m}$, $B = 0.362 \text{ m}^2$.

$I = ba^3/12 = 1 \times 0.4^3/12 = 0.0053 \text{ m}^4$, $B_r = (0.4 - 0.02) \times (1 - 0.02) = 0.37 \text{ m}^2$.

$i = (I/B)^{1/2}$, $i = (0.0053/0.37)^{1/2} = 0.12 \text{ m}$.

$l_f = 0.7 \times 3.75 = 2.63 \text{ m}$ d'où $\lambda = l_f/i = 21.72 \text{ m}$, $\lambda \leq 50$ alors $\alpha = [0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)]$

$\alpha = [0.85 / (1 + 0.4 (21.72 / 50)^2)] = 0.79$.

$$A_s = [(N\gamma_s)/\alpha f_c - (B_r\gamma_s f_{c28})/0.9 f_c \gamma_b]$$

$$A = 5.26 \times 1.15 / 0.79 \times 500 - 0.362 \times 1.15 \times 25 / 0.9 \times 500 \times 1.5 = -0.0001046 \text{ m}^2$$

Le béton seul suffit à résister à l'effort normal exercé sur le poteau.

Cependant, il faudrait mettre en place un ferrailage minimal pour satisfaire à la condition de non fragilité.

$$A_{\min} = \max. (4u ; 0.2 B) = \max. (4 \times 2 (1 + 0.4) ; 0.2\% \times 4000^2) = (11.12 ; 8) = 11.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.12 \text{ cm}^2$$

On dispose **8 barres** d'aciers de **diamètre 14 mm** soit 12.32 cm^2 .

Sur feuilles Excel en annexe sont consignées les valeurs des sections d'aciers nécessaires dans les poteaux travaillant en compression centrée (annexes 4.1)

IV-2. Calcul des poutres

Les poutres à dimensionner sont généralement de section rectangulaire ou en T. Elles se raccordent continûment aux poteaux, ou d'autres poutres, ou à des murs de refend : le calcul doit tenir compte de ces continuités, si bien que les poutres seront calculées comme des poutres continues sur appuis multiples.

En fonction des charges et surcharges appliquées, le règlement du BAEL définit les combinaisons de charge à prendre dans chaque travée en envisageant des cas de charge. Le dimensionnement passe par la recherche des courbes enveloppes des moments qui permettent de déterminer :

- les moments maximaux sur appuis et en travée,
- la longueur des chapeaux sur appuis et les arrêts des barres.

Deux méthodes "simplifiées" sont conçues pour le dimensionnement : la méthode **forfaitaire** et la méthode de **CAQUOT**. Elles s'appliquent aussi bien pour le calcul aux états limites ultimes qu'aux vérifications aux états limites de service et tiennent compte des redistributions des efforts.

1. Dimensionnement des poutres en flexion simple :

La flexion simple se rencontre très souvent dans les ouvrages en béton armé : planchers murs de soutènement, ponts etc. comme en général, la section droite des éléments de ces ouvrages est une section rectangulaire, ou une section T, les méthodes qui seront exposées permettront de déterminer les armatures d'une section dont les dimensions sont connues et qui est soumise à un moment M donné. Une section soumise à la flexion simple n'étant jamais entièrement comprimée nous utiliserons, pour le béton, le diagramme rectangulaire.

Le dimensionnement des sections, par rapport au moment de flexion, s'effectue en considérant l'état limite ultime de résistance ; ensuite il faudra vérifier que le dimensionnement ainsi obtenu satisfait aux conditions d'état limite de service vis à vis de la durabilité et des déformations. Enfin, un pourcentage minimal d'armatures devra être respecté afin d'assurer la condition de non fragilité d'un élément en béton armé.

L'état limite ultime peut être atteint de 2 façons :

- l'allongement par écoulement plastique des aciers tendus ($\epsilon_s = 10\text{‰}$ – Pivot A)
- par écrasement (raccourcissement) du béton ($\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ – Pivot B)

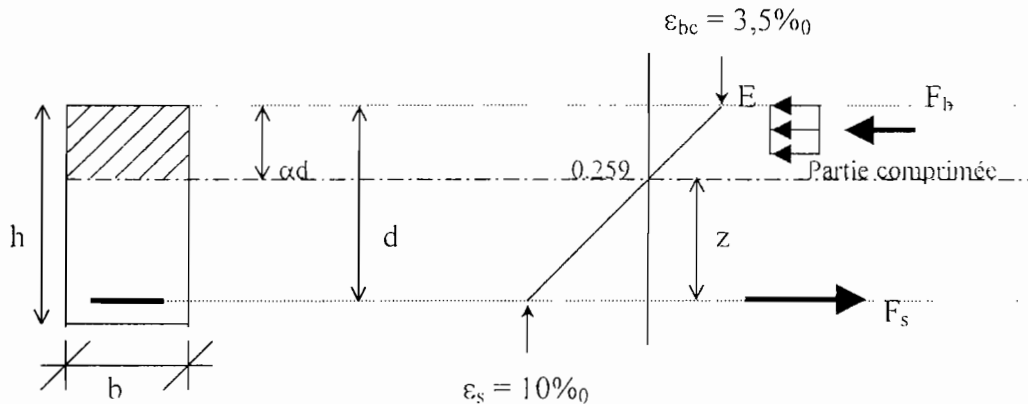


Figure 4.1 : Modélisation du comportement d'une poutre de section $b \times h$

$y =$ détermine la position de l'axe neutre de la section et $y = \alpha d$.

$h =$ hauteur totale de la section.

$z =$ bras de levier (distance entre la résultante des efforts de traction et celle de la compression).

$F_b =$ résultante des efforts de compression dans le béton.

$F_s =$ résultante des efforts de traction dans les aciers.

La valeur de $F_b = 0,8 * y * \sigma_{bc} * b$. et cette force passe à mi hauteur de la zone comprimée. donc à une distance de E égale à $0,4 * y$.

Le mode de détermination de l'état ultime est déterminé en comparant α à 0,259, valeur qui correspond à un état limite ultime atteint simultanément dans l'acier et dans le béton. Lorsque α est supérieur à α_{lim} , la contrainte σ_s dans les armatures est inférieure à f_c/γ_s , donc ces armatures sont mal utilisées : il convient alors de redimensionner la section de béton ou d'introduire des armatures comprimées. Il est donc utile de connaître la valeur de α_{lim} qui dépend de la nuance de l'acier. Pour un acier de nuance $F_e E 500$, $\alpha_{lim} = 0,617$ en combinaisons durables (fissurations peu préjudiciables) et $\alpha_{lim} = 0,583$ en combinaisons accidentelles (fissurations préjudiciables et très préjudiciables).

Pour $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\epsilon_s = 10\text{‰}$, $\alpha = 2/(2+10) = 0,167$.

Le domaine le plus économique correspond à : $0,167 \leq \alpha \leq \alpha_{lim}$.

- si α tend vers α_{lim} : on a une petite section de béton avec beaucoup d'armatures,
- si α tend vers 0,167 : on a une grande section de béton avec peu d'armatures.

Soit une section sollicitée par un moment de flexion M_u :

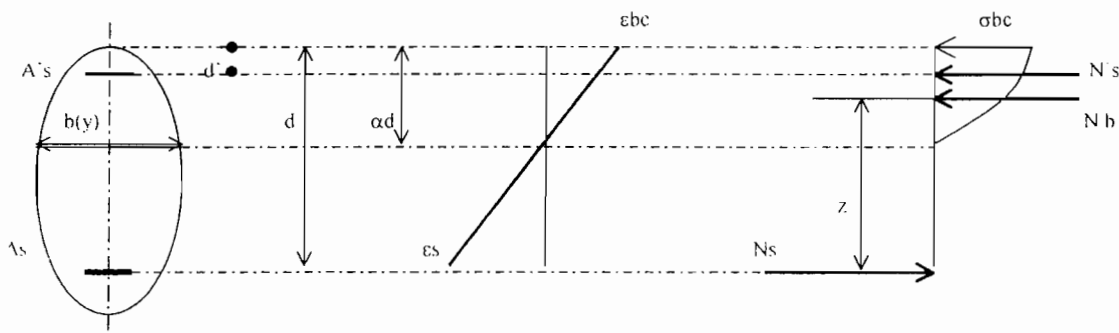


Figure 4.2 : Modélisation du comportement d'une poutre sollicitée par un moment de flexion M_u

Les résultantes des contraintes sont :

- compression dans le béton : $N_b = \int \sigma_b(y).b(y).dy$, de 0 à αd
- compression dans le béton: $N's = A's.\sigma's$ avec $\sigma's = f(\epsilon's)$
- traction dans l'acier : $N_s = A_s.\sigma_s$ avec $\sigma_s = f(\epsilon_s)$

Les équations d'équilibre s'obtiennent en écrivant que la somme des résultantes des contraintes est nulle et que la somme des moments de ces résultantes (par rapport à A_s) équilibre le moment extérieur M_u .

- somme des forces : $N_b + N's - N_s = 0$
- somme des moments : $M_u = Z.N_b + (d - d').A's.\sigma's$

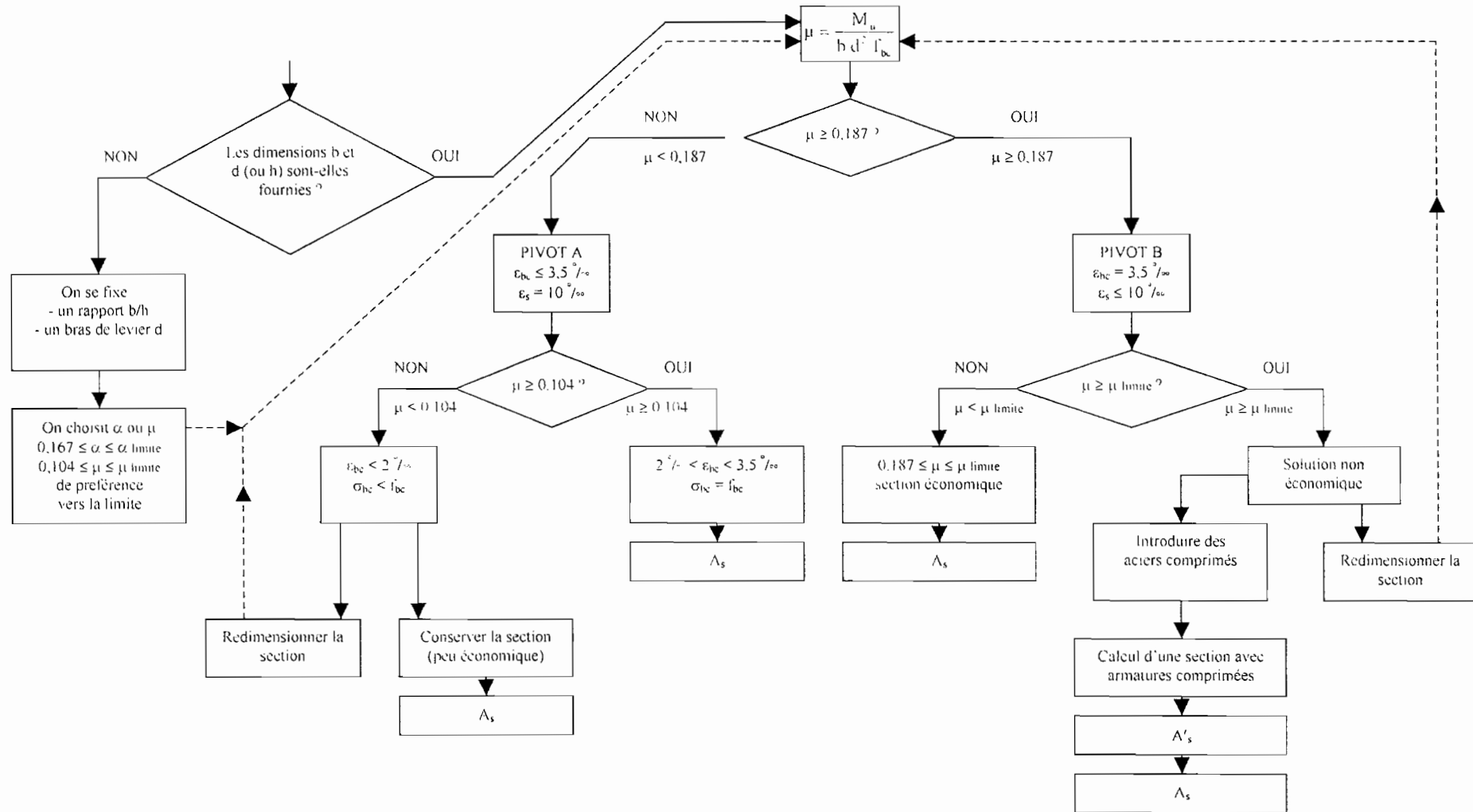
Les règles du B.A.E.L précisent, à l'article A.4.1.2. que seules peuvent être prises en compte dans les calculs les armatures longitudinales de compression qui sont maintenues tous les quinze diamètres. au plus, par des armatures transversales. Par conséquent, s'il existe des armatures de compression en dehors des angles de la section, les armatures transversales ne pourront pas être constituées uniquement par un cadre, il sera nécessaire de prévoir des étriers, ou des épingles, pour empêcher tout déplacement et tout risque de flambage des armatures comprimées situées dans la partie centrale.

Si la condition précédente n'était pas remplie, les armatures comprimées seraient à considérer comme de simples barres de montage et ne pourraient intervenir dans les calculs.

En outre, l'article B.6.6 indique que la part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40 % du moment total.

Les conditions qui précèdent concernant les armatures comprimées sont valables pour les sections que la section rectangulaire.

L'algorithme pour le calcul d'une section rectangulaire à l'ELU en flexion est présenté à la page suivante.



Les vérifications à faire concernant l'état limite de service ELS portent sur :

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

Ces vérifications se traduisent par une limitation des contraintes dans le béton et dans les armatures tendues.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- Pour le béton : $\sigma_{bc} = M_{ser}.y/I \leq \sigma_{bc \text{ barre}} = 0,6f_{cj}$, où y est la position de l'axe neutre et I est le moment d'inertie de la section,
- Pour les aciers tendus : $\sigma_s = nM_{ser}/l.(d - y) \leq \sigma_{s \text{ barre}}$, où n est le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton.
 - ✓ Fissuration peu préjudiciable : $\sigma_{s \text{ barre}} = f_e$
 - ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{s \text{ barre}} = \xi = \text{Min} \{2f_e/3 ; \text{Max} (0,5f_e ; 110(\eta f_{ij})\}$
 - ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{s \text{ barre}} = 0,8.\xi$

η (coef. de fissuration) = 1.6 pour les aciers haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm.

La descente des charges a permis de déterminer les efforts repris par les poutres avant de les transiter vers les poteaux. L'illustration porte sur le calcul d'une file de poutre du radier que nous préconisons de dimensionner par la méthode de CAQUOT.

2. Application à une file de poutre avec la méthode de CAQUOT :

Le radier fonctionne comme un plancher soumis à des forces verticales telles que la réaction du sol, la sous-pression hydrostatique. Les mêmes règles de dimensionnement des planchers à charges d'exploitation élevées sont adoptées. La méthode de Caquot peut être utilisée pour la détermination des efforts internes dans le réseau de poutres de notre radier.

La méthode de CAQUOT apporte des corrections à la méthode de continuité théorique pour tenir compte, d'une part des variations de moment d'inertie des sections transversales sur une file de poutre et d'autre part, de l'amortissement du chargement des travées successives permettant ainsi de limiter le nombre de travées recevant des charges d'exploitation.

- Moments en travée

Considérons la travée isolée d'une poutre continue représentée aux figures ci dessous avec son chargement :

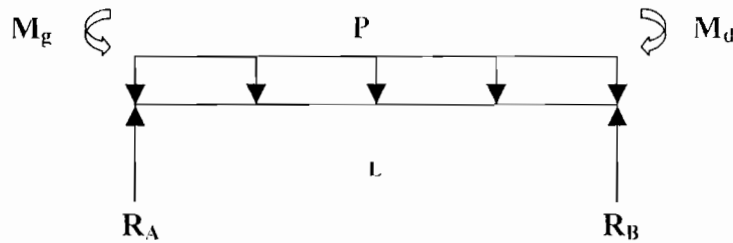


Figure 4.3 : Réactions et moments d'une poutre de portée L sous un chargement uniforme P

Les formules de la Résistance des Matériaux permettent de faire la détermination des moments en travée.

$$\sum F_v = 0 : R_A + R_B = P.L$$

$$\sum M / B = M_g : PL^2/2 + M_d - R_A.L = M_g \text{ ,d'où } R_A = PL/2 + (M_d - M_g)/L$$

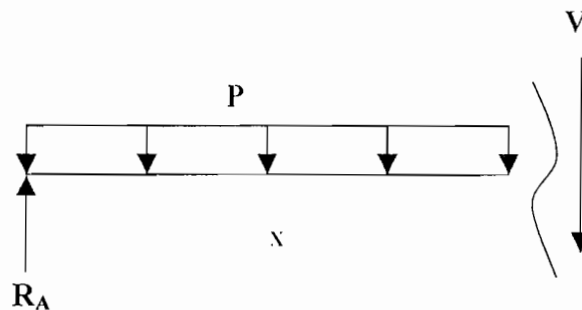


Figure 4.4 : Effort tranchant à une distance x d'une poutre sous un chargement uniforme P

$$V = R_A - P.x ; \text{ et alors } V(x) = P (L/2 - x) + (M_d - M_g)/L$$

Le moment fléchissant est l'intégrale de l'effort tranchant par rapport à x et il est maximum lorsque ce dernier s'annule.

$$V(x) = 0 \text{ quand } x = L/2 + (M_d - M_g)/ PL = x_{M_{max}}$$

$$M (x) = \int V(x).dx = (PL/2 + (M_d - M_g)/L).x - Px^2/2 + C.$$

Pour x = 0. M (0) = M_g, alors C = M_g

$$M (x) = (PL/2 + (M_d - M_g)/L).x - Px^2/2 + M_g$$

Le moment maximal en travée sera alors :

$$M_0 = (PL/2 + (M_d - M_g)/L).x_{M_{max}} - P.x_{M_{max}}^2/2 + M_g$$

- Moments sur appuis

Les moments au niveau des nus d'un appui sont évalués en ne tenant compte que des deux travées adjacentes (à gauche indicé « g » et à droite indicé « d »). On définit, de chaque côté de l'appui, des longueurs de travées fictives L'_g et L'_d ; $L' = 0,8 L$. Sont également désignés par P_g et P_d les charges uniformément réparties respectivement sur les travées de gauche et de droite de l'appui. L'_i est égale à L_i s'il s'agit d'une travée de rive.

Le moment sur appui est alors donné par :

$$M_i = - (P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3) / (8,5 \times (L'_g + L'_d))$$

En annexe 4.2 sont consignés les résultats du dimensionnement de quelques poutres

IV – 3. Dalles B A et panneaux de dalles

Pour les panneaux de dalles rectangulaires, on rappelle les portées mesurées entre nus d'appuis : l_x et l_y avec $l_x \leq l_y$ et le rapport des portées $\alpha = l_x / l_y$. Lorsque $\alpha \leq 0,4$, on est en présence des dalles simplement appuyées. Le panneau est alors calculé comme une poutre dans le sens de la petite portée. Les cas de charges et combinaisons d'actions à considérer restent identiques. On doit cependant tenir compte du fait que les moments d'encastrement (ou de continuité) sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre de grandeur que sur les plus grands côtés. Lorsque $0,4 \leq \alpha \leq 1$, les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
- dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$.

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont répertoriées dans un tableau et sont fonction du rapport α et du coefficient de poisson ν du béton. On prend $\nu = 0$ à l'état limite ultime et à l'état limite de service, $\nu = 0,2$.

Les valeurs des moments à prendre en compte en travée et sur appuis sont obtenues à partir de M_x et de M_y .

Les règles de calcul sont les suivantes :

- Moments en travée :
 - pour les panneaux de rive : $M_{lx} = 0,85 \times M_x$ et $M_{ly} = 0,85 \times M_y$
 - pour les panneaux intermédiaires : $M_{lx} = 0,75 \times M_x$ et $M_{ly} = 0,75 \times M_y$
- Moments sur appuis :

- Pour les appuis de rive : $M_{ax} = -0,3 \times M_x$ et $M_{ay} = -0,3 \times M_x$
- Pour les appuis intermédiaires : $M_{ax} = -0,5 \times M_x$ et $M_{ay} = -0,5 \times M_x$

Si le dimensionnement est fait à l'ELS (le cas en général des radiers), il faut déterminer le moment résistant du béton noté M_{rb} . L'état limite de compression du béton ($\sigma_{bc} = \sigma_{bc \text{ barre}}$) et l'état limite d'ouverture des fissures ($\sigma_s = \sigma_{s \text{ barre}}$) doivent être atteints simultanément.

$$\sigma_{s \text{ barre}} = 0,8 \xi = 0,8 \times \min. \{2/3 \cdot f_c ; \max.(0,5 f_c ; 110 \cdot (\eta \cdot f_{ij})^{1/2})\} : \text{f.t.p}^*$$

$$\sigma_{bc \text{ barre}} = 0,6 \cdot f_{cj}$$

* *f.p.* : fissuration du béton préjudiciable.

Les données sont les suivantes :

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

$\eta = 1,6$ pour les aciers HA, $f_c = 500 \text{ MPa}$, $\sigma_{s \text{ barre}} = 250 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc \text{ barre}} = 15 \text{ MPa}$, M_{ser} , b et h .

La résultante des forces de compression est $F_b = 1/2 \sigma_{bc \text{ barre}} \cdot b \cdot y_{l \text{ barre}}$, appliquée à $1/3$ de l'ordonnée de la fibre la plus comprimée.

$\alpha_{barre} = (y_{l \text{ barre}} / d) = n \cdot \sigma_{bc} / (n \sigma_{bc \text{ barre}} + \sigma_{s \text{ barre}}) = 0,529$: avec $n = 15$: coefficient d'équivalence du béton.

$$M_{rb} = 1/2 \sigma_{bc \text{ barre}} \cdot b \cdot y_{l \text{ barre}} (d - y_{l \text{ barre}}/3) = 1/2 \sigma_{bc \text{ barre}} \cdot \alpha_{barre} (1 - \alpha_{barre}/3) \cdot b \cdot d^2$$

Si $M_{ser} \leq M_{rb}$, ce qui veut dire que $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ barre}}$, il n'est pas nécessaire de disposer des aciers comprimés mais uniquement des armatures de traction de section A_s .

On définit $u = (30 \cdot M_{ser}) / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{s \text{ barre}})$; $\lambda = 1 + u$ puis $\cos \varphi = \lambda^{-3/2}$

$$\alpha = 1 + 2 \times (\lambda)^{1/2} \cdot \cos(240 + \varphi/3) \text{ où } \varphi \text{ est en degrés. } \sigma_{bc} = [\alpha / (1 - \alpha)] \times (\sigma_{s \text{ barre}} / n)$$

On vérifie que σ_{bc} est bien inférieur à $\sigma_{bc \text{ barre}}$ puis on calcule A_s qui est donné par :

$$A_s = [(\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}) / (2 \sigma_{s \text{ barre}})]$$

Si $M_{ser} \geq M_{rb}$, la mise en place d'armatures comprimées s'avère nécessaire et la valeur de α est donnée par :

$$\sigma_{bc \text{ barre}} / (\sigma_{s \text{ barre}} / n) = 0,6 f_{cj} / (\sigma_{s \text{ barre}} / 15) = \alpha / (1 - \alpha), \text{ d'où } \alpha = 9 f_{cj} / (9 f_c + \sigma_{s \text{ barre}}).$$

Le moment repris par le béton comprimé, prend la valeur:

$$M_{bc} = 0,1 \alpha (3 - \alpha) \times b \cdot d^2 \cdot f_{cj}$$

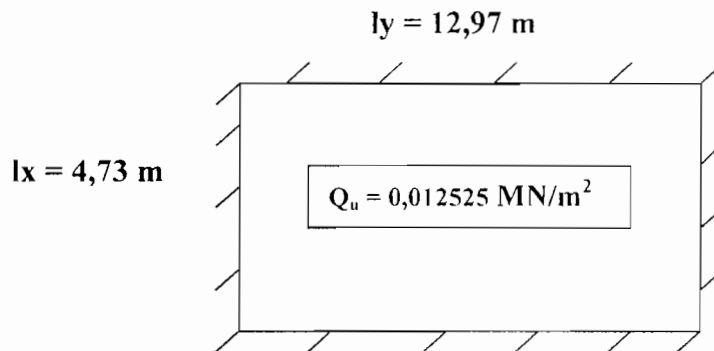
Les armatures comprimées reprennent alors $M'_s = M_{ser} - M_{bc}$. La section d'armatures correspondant à la contrainte σ'_s est A'_s et est donnée par :

$$A'_s = M'_s / (\sigma'_s (d - d')) \text{ avec } \sigma'_s = 9 f_{cj} \times (1 - d'/\alpha d) \text{ et } A_s = (A'_s \sigma'_s + 0,3 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{cj}) / \sigma_{s \text{ barre}}$$

Signalons que pour les dalles il est rare de disposer des aciers comprimés étant donné la massivité du béton. Dans le cas contraire, il faudrait mettre en place des cadres, ce qui n'est pas toujours évident.

Application :

Calcul de la dalle pleine de rive d'épaisseur 20 cm du plan de coffrage du plancher haut sous-sol : b = 1m, d = 18 cm. Fissuration peu préjudiciable.



Détermination des moments :

$\alpha = l_x/l_y = 4,73/12,97 = 0,365 < 0,4$ donc le panneau est calculé comme une poutre dans le sens de la petite portée. Les cas de charges et combinaisons d'actions à considérer restent identiques.

- Dalle unidirectionnelle:

$$\begin{aligned} \text{Panneau isostatique } M_o &= P_u l_x^2 / 8 = (1,35g + 1,5 q) l_x^2 / 8 \\ &= ((1,35 \cdot 650) + (1,5 \cdot 250)) \cdot 4,73^2 / 8 \\ &= 3502,76 \text{ daNm/m} \end{aligned}$$

Moment en travée du panneau:

On a $M_t = M_o = 3502,76 \text{ daNm/m}$

Moment aux appuis du panneau:

On a $M_{app} = 0,3 M_o = 0,3 \cdot 3502,76 = 1050,828 \text{ daNm/m}$

Détermination des sections d'aciers :

➤ *En travée :*

$$\mu_{bu} = M_t / (bd^2 f_{bu}) = 3502,76 \cdot 10^{-5} / (1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2) = 0,076 < \mu_{lu} \text{ donc pas}$$

d'armatures comprimées.

Car $f_{bu} = 0,85 F_{cj} / \theta \gamma_b$ avec $F_{cj} = 25 \text{ Mpa}$, $\theta = 1$, $d = 0,9h$ et $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bu} = 14,20$

Donc on a : $\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2*\mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2*0,076)^{1/2}) = 0,099 < 0,259$ donc on est au pivot A.

Section d'acier

$$A_{st} = [(0,8\alpha.b.d.f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,099 \times 1,00 \times 18 \times 14,2 \times 100) / (*434,78)]$$

$$A_{st} = 4,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ *Aux appuis :*

$$\mu_{bu} = M_{app} / (bd^2 f_{bu}) = 1050,828 * 10^{-5} / (1 * 0,18^2 * 14,2) = 0,023 < \mu_{lu} \text{ donc pas}$$

d'armatures comprimées.

Car $f_{hu} = 0,85F_{cj} / \theta \gamma_b$ avec $F_{cj} = 25 \text{ Mpa}$, $\theta = 1$, $d = 0,9h$ et $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{hu} = 14,20$

Donc on a : $\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2*\mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2*0,023)^{1/2}) = 0,029 < 0,259$ donc on est au pivot A.

Section d'acier

$$A_{sapp} = [(0,8\alpha.b.d.f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,029 \times 1,00 \times 18 \times 14,2 \times 100) / (*434,78)]$$

$$A_{sapp} = 1,364 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armature d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

- La dalle est bétonnée sur toute sa hauteur sans reprise
- La contrainte tangente $\tau_u \leq 0,07 \cdot (f_{cj} / \gamma_b)$
- Les dispositions constructives sont respectées.

$$0,07 \cdot (f_{cj} / \gamma_b) = 0,07 \cdot (25 / 1,5) = 1,167 \text{ MPa}$$

En considérant une bande de 1 m de largeur,

❖ *En travée :*

$$V_u = p_u \times l / 2 \text{ or } p_u = 3502,76 * 10^{-5} \text{ MN/m}^2 \text{ et } l = 4,73 \text{ m d'où } V_u = 0,083 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V_u / bd = 0,083 / (1,00 * 0,18) = 0,46 \text{ MPa} \leq 0,07 * (f_{cj} / \gamma_b)$$

En annexe 4.3 sont illustrés les valeurs correspondant aux efforts internes ainsi que les sections d'aciers nécessaires dans chaque panneau et pour chaque niveau.

IV -4. Planchers à poutrelles préfabriquées

Ces planchers comprennent outre les poutrelles préfabriquées, des corps creux ou entrevous qui prennent appui sur les poutrelles. Une dalle de compression de faible épaisseur (4 à 5 cm), est coulée sur cet ensemble après avoir disposé un lit de treillis soudés.

Les poutrelles sont dimensionnées comme des poutres avec une section en T. A titre d'illustration nous proposons le plancher délimité par les poutres P6, P11, P12 et P21, P22, P26, et le voile du plancher haut 7^{ème} étage. Il s'agit d'un plancher 35+5.

Sur ce plancher la charge permanente surfacique est de $G = 6,36 \text{ kN/m}^2$ et la charge d'exploitation est de $Q = 4,00 \text{ kN/m}^2$.

Ainsi la charge équivalente à l'ELU vaut :

$$S_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 6,36 + 1,5 \cdot 4,00 = 14,590 \text{ kN/m}^2$$

Les entrevous ont des dimensions de 0,5 à 0,6 m ce qui correspond aux entre axes des poutrelles. La répartition des charges sur ces dernières donne un chargement linéaire équivalent à P_u :

$$P_u = 0,6 \times 14,590 = 8,752 \text{ kN/ml}$$

La longueur des poutrelles est variable mais prenons la valeur maximale qui est de 7,75 m.

Le moment ultime maximal est situé à mi portée :

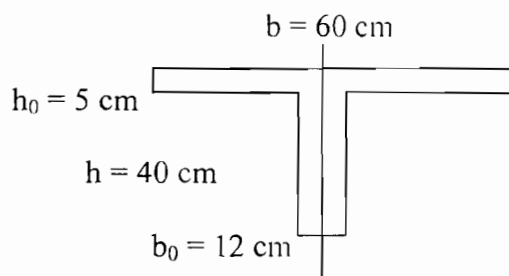
$$M_u = P_u \cdot l^2 / 8 = 8,752 \times 7,75^2 / 8 = 65,71 \text{ kN.m soit } 0,06571 \text{ MN.m}$$

L'épaisseur de la table de compression est 5 cm ; la poutrelle a une largeur b_0 de 12 cm et la largeur de l'aile de la table est donnée par $b_1 = \min (l_x / 2 ; l_y / 10)$.

L'entre axe des poutrelles étant de 0,6 m donc $l_x = 0,6 - 0,12 = 0,48 \text{ m}$, d'où $l_x / 2 = 0,24 \text{ m}$. La longueur $l_y / 10 = 7,75 \text{ m} / 10 = 0,775 \text{ m}$. Finalement $b_1 = l_x / 2 = 0,24 \text{ m}$. La largeur de la table sera alors :

$$b = b_0 + 2b_1. \Rightarrow b = 0,12 + 2 \times 0,24 = 0,6 \text{ m}$$

En définitive le modèle de notre poutre en T se présente comme suit :



Modèle de dimensionnement des planchers à entrevous

➤ Calcul du moment de la table :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 (d - h_0/2) f_{bu} = 0,6 \cdot 0,05 (0,9 \cdot 0,40 - 0,05/2) \cdot 14,2$$

$$M_{tu} = 0,1428 \text{ MN.m}$$

Le moment de la table est supérieur au moment ultime **0,06571 MN.m**, l'axe neutre se situe dans la table de compression. ce qui veut dire que cette dernière seule suffit pour équilibrer la section. Le dimensionnement s'effectue en considérant une poutre de section rectangulaire, de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$ et de largeur $b = 0,6 \text{ m}$.

➤ Calcul de la section d'aciers :

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 0,06571 / (0,6 \times 0,36^2 \times 14,2) = 0,060$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \times 0,060)^{1/2}) = 0,078 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \sigma_s = f_c / \gamma_s$$

La section d'armatures est alors :

$$A_s = (0,8 \alpha b d f_{bu}) / \sigma_s = (0,8 \cdot 0,078 \cdot 0,6 \cdot 0,36 \cdot 14,2) / 434,78 = 0,0004402 \text{ m}^2 \text{ soit } 4,402 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,402 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité est vérifiée si le rapport A_s/B est supérieur au rapport $0,23 f_{ij} / f_c$.

Ce qui revient à écrire : $A_s > A_{min} = 0,23 \cdot B_0 \cdot f_{ij} / f_c$ avec $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$ et $B = b_0 \cdot d$.

$$0,23 \cdot B \cdot f_{ij} / f_c = (0,23 \cdot 0,6 \cdot 0,36 \cdot 2,1) / 500 = 2,086 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée car **4,402 cm² > 2,086 cm²**

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = P_u / 2 = 8,752 \cdot 7,75 / 2 = 33,914 \text{ kN soit } 0,033914 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V_u / b d = 0,033914 / (0,6 \cdot 0,36) = 0,1570 \text{ MPa.}$$

$$(A_t / b_0 s t) \cdot (f_c / \gamma_s) \geq (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{ij}) / (0,9 \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha))$$

Etant donné que la poutrelle est préfabriquée, $k = 0$ et la fissuration est peu préjudiciable :

$\tau_{u \text{ lim}} = \min \{0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}\}$. Les armatures sont plus généralement disposées suivant un angle de 90° . On a alors :

$$(A_t / b_0 s t) \cdot (f_c / \gamma_s) \geq \tau_u / 0,9$$

On fixe A_t et on détermine $s t$ en se limitant à des valeurs maximales d'espacements donnés par : $\min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\}$.

Le ferrailage des planchers corps creux est illustré en annexe 4.4.

IV –5. Voiles

IV – 5. 1 Voiles enterrés du sous-sol

Au niveau du sous-sol, les voiles sont soumis d’une part à la poussée des terres. Une poussée hydrostatique résulte également du niveau de la nappe phréatique qui est situé au dessous du radier de fondation. Ce sont les charges horizontales. D’autre part les charges apportées par la réaction du sol sur les panneaux de rive du radier, sollicitent également les voiles (charges verticales).

Les voiles sont en contact avec l’eau, raison pour la quelle il faudra prendre un enrobage de plus de 3 cm. On calculera le voile comme une poutre de 20 cm de hauteur, de 100 cm de largeur et de 350 cm de portée, car notre voile est encasté à ses deux extrémités.

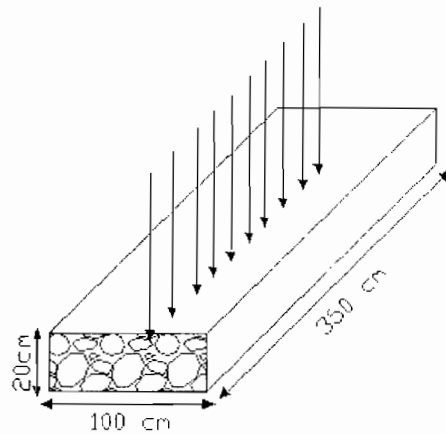


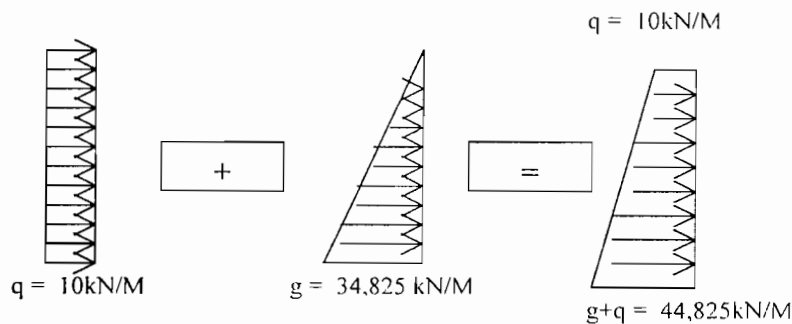
Figure 4.5 : Modélisation du voile sous forme de poutre

▪ **Données :**

Les caractéristiques du sol : $\gamma = 19.9 \text{ KN/m}^3$; $\varphi = 30$; $C = 150\text{KPa}$; $k = 0.5$.

$b = 1 \text{ m}$; $h = 0,2\text{m}$ et $l = 3.5 \text{ m}$

La poussée de la terre : $g = \gamma \cdot h \cdot k = 19,9 \cdot 3,5 \cdot 0,5 = 34,825 \text{ KN/m}$ et la surcharge $q = 10\text{KN /m}$



▪ **Calcul des sollicitations**

$P_u = 1,35 \cdot (0,2 \cdot 1 \cdot 2500) + 1,5 \cdot 4482,5 = 7398.75 \text{ daN/m} = 73,9875 \text{ KN/m}$

$P_{ser} = (0,2 \cdot 1 \cdot 2500) + 4482,5 = 4982,5 \text{ daN/m} = 49,825 \text{ KN/m}$

$$M_u = P_u l^2 / 8 = 73,9875 * 3,5^2 / 8 = 113,30 \text{ KN.m} = 0,11330 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = P_{ser} l^2 / 8 = 49,825 * 3,5^2 / 8 = 76,30 \text{ KN.m} = 0,07630 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (bd^2 f_{bu}) = 0,11330 / (1 * (0,2 * 0,9)^2 * 14,2) = 0,246$$

$$\alpha_{lu} = (\gamma - 1) / 2 + f_{cj} / 100 = (1,49 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,495$$

$$\text{Avec } \gamma = M_u / M_{ser} = 0,11330 / 0,07630 = 1,49$$

$$\mu_{lu} = 0,8 * \alpha_{lu} * (1 - 0,4 * \alpha_{lu}) = 0,8 * 0,495 * (1 - 0,4 * 0,495) = 0,32$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,371 \text{ pour les aciers } F_e E 500$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 * 0,246)^{1/2}) = 0,360 > 0,259 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \text{ et } \varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} * \varepsilon_{bc} = \frac{1 - 0,360}{0,360} * 0,0035 = 0,0173 > \varepsilon_s = 1,74\text{‰} \text{ donc en résumé}$$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ la section d'armatures est alors :

$$A_s = (0,8 \alpha b d f_{bu}) / \sigma_s = (0,8 * 0,360 * 1 * 0,18 * 14,2) / 434,78 = 0,0002963 \text{ m}^2 \text{ soit } 2,963 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16,93 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$ la contrainte de béton σ_{bc} n'atteindra pas la limite $\sigma_{bc \text{ barre}} = 0,6 f_{cj}$ à l'ELS et en fissuration peu préjudiciable, la vérification de σ_{bc} ne sera pas nécessaire ;

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité est vérifiée si le rapport A_s/B est supérieur au rapport $0,23 f_{ij} / f_e$.

Ce qui revient à écrire : $A_s > 0,23 \cdot B \cdot f_{ij} / f_e$ avec $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$ et $B = bd$.

$$0,23 * B * f_{ij} / f_e = (0,23 * 0,6 * 0,18 * 2,1) / 500 = 1,043 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée car $16,93 \text{ cm}^2 > 1,043 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = P_u l / 2 = 73,9875 * 3,5 / 2 = 129,48 \text{ kN} \text{ soit } 0,12948 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V_u / bd = 0,12948 / 0,6 * 0,18 = 1,189 \text{ MPa.}$$

$$(A_t / b_0 s t) * (f_e / \gamma_s) \geq (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{ij}) / (0,9 * (\cos \alpha + \sin \alpha))$$

Pour le plan de ferrailage confère annexe 4.5

IV – 5. 2 Calcul de la cage d'ascenseur et des différents voiles

a) Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Le rôle des voiles et des murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtel,... (voir loi de masse, chapitre 7, article 3.2), et une protection incendie (coupe feu) ;
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du DTU 23.1 « Murs en béton banché ».

Généralement, le calcul d'un refend se déroule selon les trois phases successives suivantes :

- étude de la distribution, entre les divers éléments le constituant, de l'ensemble des actions ou sollicitations agissant sur la structure ;
- détermination, pour les éléments constitutifs du refend, des sollicitations agissant sur chaque section de calcul ;
- calcul des armatures pour chacun de ces éléments constitutifs.

Dans cette partie on développera le dimensionnement de la cage d'ascenseur de l'hôtel El Najah (R+8) et du voile en forme de tour. La conception et le calcul des murs en béton banché fait l'objet du D.T.U. n°23,1, référence AFNOR DTU P 18-210.

Dans le cas où le bâtiment doit résister aux effets du vent, la cage d'ascenseur, constituée de murs en béton banché, peut servir d'élément de contreventement. A cet effet, les travaux de **Albigès** et **Goulet** permettent de faire la répartition des efforts dans les murs (Référence : Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics). Dans le cas de ce projet, l'effet du vent n'a pas été pris en compte.

b) Choix du type de voile en fonction du site et calcul du voile en tour

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes),
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et
- A leur extrémités.

On distingue quatre types de voiles en fonction de :

- La résistance à la pénétration de la pluie fouettante ;
- La sévérité d'un site liée à sa situation, son exposition et à l'environnement général de la construction.

Types de murs	Type I	Type II	Type III	Type IV
Revêtement étanche extérieur	Non	Non	Non	Oui
Coupure de capillarité continue dans l'épaisseur du mur	Non	Oui	-----	-----
Lame d'air continue intérieure avec évacuation vers l'extérieur	Non	Non	Oui	-----

Tableau 4.1 : Types de voiles

Donc on a un voile du type I. Passons alors à son dimensionnement.

Ferrailage du voile :

Section d'acier calculée au ferrailage minimal :

- Pas d'effet de poussée de la terre
- Juste le poids propre

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre « a »

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$\leq 0,33 \text{ m}$ $\leq 2 * a$	$\leq 0,33 \text{ m}$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v * d * a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} [0,001 ; 0,0015 * (400 * \theta * ((3 * \sigma_{II}) / \sigma_{u \text{ lim}} - 1) / f_c]$ Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire A_s par moitié sur chaque face	$\rho_v = \text{Max} [2 * \rho_v / 3 ; 0,001]$ $\rho_{v \text{ max}} =$ le pourcentage vertical de la bande la plus armée.

Tableau 4.2 : Ferrailage minimal des voiles

Ainsi on a $A_{sv} = \rho_v * d * a$. Prenons une bande de largeur 1 m et d'épaisseur 15 cm de notre voile => on aura :

Aciers verticaux :

$$\rho_v = \text{Max} [0,001 ; 0,0015 * (400 * 1,4 * ((3 * 1 - 1) / 500)] = \text{Max} [0,001 ; 0,0024] = 0,0024$$

$$\Rightarrow A_{svert} = 0,0024 * 100 * 15 = 3,65 \text{ cm}^2.$$

Cette section est valable pour les deux faces, donc chaque face aura la moitié.

Choix des aciers :

$$\Phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2 : \text{Nombre de barres} = 3,65 / (0,5 * 2) = 3,6 \sim 4 \text{ barres de } \Phi 8 \text{ par face}$$

$$\Phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2 : \text{Nombre de barres} = 3,65 / (0,79 * 2) = 2,23 \sim 3 \text{ barres de } \Phi 10 \text{ par face}$$

Donc on a 4 HA $\Phi 8$ avec l'espacement = $d / 4 = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

Aciers horizontaux :

$$\rho_h = \text{Max} [2 * \rho_v / 3 ; 0,001] = \text{Max} [2 * 0,0024 / 3 ; 0,0024] = 0,0016$$

$$\Rightarrow A_{svert} = 0,0016 * 100 * 15 = 2,40 \text{ cm}^2.$$

Cette section est valable pour les deux faces, donc chaque face aura la moitié.

Choix des aciers :

$$\Phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2 : \text{Nombre de barres} = 2,40 / (0,5 * 2) = 2,4 \sim 3 \text{ barres de } \Phi 8 \text{ par face}$$

$$\Phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2 : \text{Nombre de barres} = 2,40 / (0,79 * 2) = 1,52 \sim 2 \text{ barres de } \Phi 10 \text{ par face}$$

Donc on a 3 HA $\Phi 8$ avec l'espacement = $d / 3 = 100 / 3 = 33 \text{ cm}$

c) Calcul du voile entourant le local de la piscine au 6^{ème} étage.

On a $A_{sv} = \rho_v * d * a$. Prenons une bande de largeur 1 m et d'épaisseur 20cm de notre voile => on aura :

Aciers verticaux :

$$\rho_v = \text{Max} [0,001 ; 0,0015 * (400 * 1,4 * ((3 * 1 - 1) / 500)] = \text{Max} [0,001 ; 0,0024] = 0,0024$$

$$\Rightarrow A_{svert} = 0,0024 * 100 * 20 = 4,80 \text{ cm}^2.$$

Cette section est valable pour les deux faces, donc chaque face aura la moitié.

Choix des aciers :

$$\Phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2 : \text{Nombre de barres} = 4,80 / (0,5 * 2) = 4,8 \sim 5 \text{ barres de } \Phi 8 \text{ par face}$$

$$\Phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2 : \text{Nombre de barres} = 4,80 / (0,79 * 2) = 3,034 \sim 4 \text{ barres de } \Phi 10 \text{ par face}$$

Donc on a 5 HA $\Phi 8$ avec l'espacement = $d / 5 = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$

Aciers horizontaux :

$$\rho_v = \text{Max} [2 * \rho_v / 3 ; 0,001] = \text{Max} [2 * 0,0024 / 3 ; 0,0024] = 0,0016$$

$$\Rightarrow A_{s\text{vert}} = 0,0016 * 100 * 20 = 3,20 \text{ cm}^2.$$

Cette section, est valable pour les deux faces, donc chaque face aura la moitié.

Choix des aciers :

$$\Phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2 : \text{Nombre de barres} = 3,20 / (0,5 * 2) = 3,2 \sim 4 \text{ barres de } \Phi 8 \text{ par face}$$

$$\Phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2 : \text{Nombre de barres} = 3,20 / (0,79 * 2) = 2,025 \sim 3 \text{ barres de } \Phi 10 \text{ par face}$$

Donc on a 4 HA $\Phi 8$ avec l'espacement = $d/4 = 100/4 = 25 \text{ cm}$

Dimensionnement de la piscine

Parois Latérales :

On calculera le voile comme une poutre de 20 cm de hauteur, de 100 cm de largeur et de 200 cm de portée, car notre voile est encasté à ses deux extrémités (sur sa dalle de fond et sur le plancher haut 7^{ème} étage). Le calcul s'effectuera à l'ELS car la fissuration étant préjudiciable.

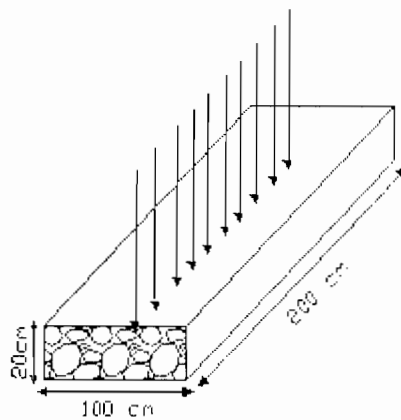


Figure 4.6 : Modélisation de la paroi latérale sous forme de poutre

▪ **Données :**

La poussée de l'eau : $g = \gamma * h = 10 * 2,00 = 20,00 \text{ KN/m}$ $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,2\text{m}$ et $l = 2,00 \text{ m}$

▪ **Calcul des sollicitations**

$$P_u = 1,5 * 2000 = 3000 \text{ daN/m} = 30,00 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser} = 2000 = 2000 \text{ daN/m} = 20,00 \text{ KN/m}$$

On a une charge triangulaire car la pression est plus importante à la base et diminue vers le sommet

$$M_u = P_u l^2 / 9\sqrt{3} = 30,00 * 2,00^2 / 9\sqrt{3} = 7,70 \text{ KN.m} = 0,00770 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = P_{ser} l^2 / 9\sqrt{3} = 20,00 * 2,00^2 / 9\sqrt{3} = 5,13 \text{ KN.m} = 0,00513 \text{ MN.m}$$

Calcul à l'ELU

Calcul en travée :

$$\mu_{bu} = M_u / (bd^2f_{bu}) = 0,00770 / (1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2) = 0,0167$$

$$\alpha_{lu} = (\gamma - 1) / 2 + f_{cj} / 100 = (1,50 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,50$$

Avec $\gamma = M_u / M_{ser} = 0,00770 / 0,00513 = 1,50$

$$\mu_{lu} = 0,8 \cdot \alpha_{lu} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_{lu}) = 0,8 \cdot 0,50 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,50) = 0,32$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,371 \text{ pour les aciers F}_c\text{E 500}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \times 0,0167)^{1/2}) = 0,0210 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\varepsilon_s = 10^{\circ}/_{00} \text{ et } \sigma_s = f_e/\gamma_s, z_b = d \cdot (1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,18 \times (1 - 0,6 \times 0,32) = 0,145 \text{ m}$$

La section d'armatures est alors :
$$A_s = \frac{M_u}{z_b \times \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{0,00770 \times 1,15}{0,145 \times 500} = A_s = 1,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calcul en appuis :

$$\mu_{bu} = 0,5 \cdot M_u / (bd^2f_{bu}) = 0,5 \cdot 0,00770 / (1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2) = 0,0084$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \times 0,0084)^{1/2}) = 0,0105 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

La section d'armatures est alors :
$$A_s = \frac{M_u}{z_b \times \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{0,5 \cdot 0,00770 \cdot 1,15}{0,145 \times 500} = A_s = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité est vérifiée si le rapport A_s/B est supérieur au rapport $0,23f_{ij}/f_c$.

Ce qui revient à écrire : $A_s > 0,23 \cdot B \cdot f_{ij}/f_c$ avec $f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$ et $B = bd$.

$$0,23 \cdot B \cdot f_{ij}/f_c = (0,23 \cdot 0,6 \cdot 0,18 \cdot 2,1) / 500 = 1,043 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée car **1,22 cm²** > 1,043 cm²

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{u1} = P_u l / 6 = 30,00 \cdot 2,00 / 6 = 10,00 \text{ kN soit } 0,010 \text{ MN}$$

$$V_{u2} = -P_u l / 3 = -30,00 \cdot 2,00 / 3 = -20,00 \text{ kN soit } -0,020 \text{ MN}$$

$$\tau_{u1} = V_{u1} / bd = 0,010 / 1 \cdot 0,18 = 0,0555 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u2} = V_{u2} / bd = 0,020 / 1 \cdot 0,18 = 0,111 \text{ MPa.}$$

$$(A_t / b_{0st}) \cdot (f_e/\gamma_s) \geq (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{ij}) / (0,9 \times (\cos \alpha + \sin \alpha))$$

Calcul à l'ELS

Le moment de service maximal est obtenu à mi portée et est égal à
$$M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{9\sqrt{3}}$$
.

$$M_{ser} = 0,00513 \text{ MN.m}$$

▪ **Vérification de la contrainte du béton**

Position de l'axe neutre : Elle est obtenue en résolvant l'équation suivante :

$$\frac{by^2}{2} + nA'(y-d) + nA(y-d) = 0, \text{ soit } \frac{100y^2}{2} + 15 \times 1,22(y-18) = 0, \text{ d'où } y = 2,39 \text{ cm}$$

$A' = 0$ car on a pas d'armatures comprimées \Rightarrow que le second terme s'annule.

Moment quadratique : Il est donné par :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'(y-d)^2 + nA(y-d)^2, \text{ d'où } I = 4914,26 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton est donnée par : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} = 2,49 \text{ MPa}$

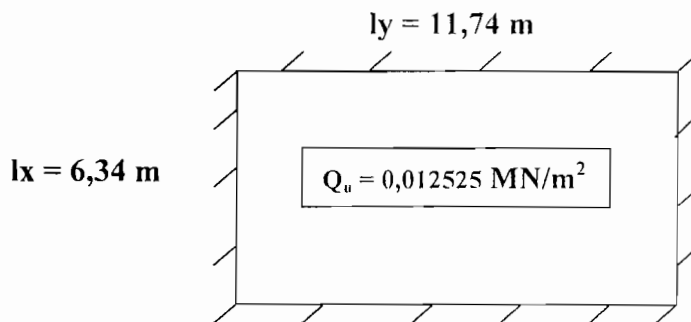
$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ barre}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc le dimensionnement à l'ELU prévaut. On conserve alors notre section d'acier

$$A_s = 1,22 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Dalle de fond de la piscine

Cette dalle a 25 cm d'épaisseur et a pour charge d'exploitation 2 tonnes / m².



Détermination des moments :

$\alpha = l_x / l_y = 11,74 / 6,3 = 0,54 > 0,4$ donc le panneau calculé porte dans les deux sens.

Il est à noter que notre dalle de fond est à l'état préjudiciable donc le calcul se fait d'abord à l'ELU et une vérification à l'ELS s'impose.

- Dalle bidirectionnelle:

$$\begin{aligned} P_u l_x^2 &= (1,35g + 1,5 q) l_x^2 \\ &= [(1,35 \times 650) + (1,5 \times 2000)] \times 6,34^2 \\ &= 155858,439 \text{ daNm/m} \end{aligned}$$

Calcul à l'ELU :

Pour $\alpha = 0,54$ et $\nu = 0$ (ELU) nous avons $\mu_x = 0,0892$ et $\mu_y = 0,250$ selon l'annexe E3 des règles B.A.E.L. du livre « le calcul et la vérification du béton armé » Pierre Charon.

$$M_x = \mu_x M_0 = 0,0892 \times 155858,439 \times 10^{-5} = 0,139 \text{ MN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,250 \times 0,139 = 0,03475 \text{ MN.m}$$

- Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 0,139 = 0,118 \text{ MN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 0,03475 = 0,029 \text{ MN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 0,139 = 0,0695 \text{ MN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 0,03475 = 0,0174 \text{ MN.m}$$

Calcul des $\mu_{bu} = M / (bd^2 f_{bu})$ pour tous les moments

$$\mu_{bu} = M_{tx} / (bd^2 f_{bu}) = 0,118 / (1 \times 0,225^2 \times 14,2) = 0,164 \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \times \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \times 0,164)^{1/2}) = 0,225 < 0,259 \text{ donc on est au pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = M_{ty} / (bd^2 f_{bu}) = 0,029 / (1 \times 0,225^2 \times 14,2) = 0,040 \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \times \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \times 0,040)^{1/2}) = 0,051 < 0,259 \text{ donc on est au pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = M_{ax} / (bd^2 f_{bu}) = 0,0695 / (1 \times 0,225^2 \times 14,2) = 0,0967 \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \times \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \times 0,0967)^{1/2}) = 0,127 < 0,259 \text{ donc on est au pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = M_{ay} / (bd^2 f_{bu}) = 0,0174 / (1 \times 0,225^2 \times 14,2) = 0,024 \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \times \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \times 0,024)^{1/2}) = 0,0310 < 0,259 \text{ donc on est au pivot A.}$$

➤ Section d'acier en travée dans les deux sens

$$A_{stx} = [(0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,225 \times 100 \times 22,5 \times 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{stx} = 13,23 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{sty} = [(0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,051 \times 100 \times 22,5 \times 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{sty} = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ Section d'acier sur appuis dans les deux sens

$$A_{sax} = [(0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,127 \times 100 \times 22,5 \times 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{sax} = 7,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{say} = [(0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,0310 \times 100 \times 22,5 \times 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{say} = 1,822 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$u = 2(15M_{ty}) / (b.d^2.\sigma_{s \text{ barre}}) = (30 \cdot 0,051) / (1,0,225^2 \cdot 250) = 0,121 ;$$

$$\lambda = 1 + u ; \lambda = 1,121 \text{ puis } \cos \varphi = \lambda^{-3/2}, \cos \varphi = 1,121^{-3/2} \text{ d'où } \varphi = 32,6 \text{ degrés.}$$

$$\alpha = 1 + 2 \times (\lambda)^{1/2} \cdot \cos(240 + \varphi/3) ; \alpha = 1 + 2 \times (1,121)^{1/2} \cdot \cos(240 + 32,6/3) = 0,306$$

$$\sigma_{bc} = [\alpha / (1 - \alpha)] \times (\sigma_{s \text{ barre}} / n) ; \sigma_{bc} = [0,306 / (1 - 0,306)] \times (250 / 15) ; \sigma_{bc} = 7,35 \text{ MPa}$$

σ_{bc} est bien inférieur à $\sigma_{bc \text{ barre}}$ calculons A_s :

$$A_{sty} = [(\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}) / (2\sigma_{s \text{ barre}})] = [(0,306 \times 1,00 \times 0,225 \times 7,35) / (2 \times 250)]$$

$$A_{sty} = 10,121 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Donc le dimensionnement à l'ELS prévaut pour cette travée $A_{sty} = 10,121 \text{ cm}^2 / \text{m}$

➤ Section d'acier sur appuis

$$M_{ax} = 0,0725 \text{ MN.m, f.p : } \sigma_{s \text{ barre}} = 250 \text{ MPa, } \sigma_{bc \text{ barre}} = 15 \text{ MPa}$$

$$u = 2(15M_{ty}) / (b.d^2.\sigma_{s \text{ barre}}) = (30 \cdot 0,0725) / (1,0,225^2 \cdot 250) = 0,172 ;$$

$$\lambda = 1 + u ; \lambda = 1,172 \text{ puis } \cos \varphi = \lambda^{-3/2}, \cos \varphi = 1,172^{-3/2} \text{ d'où } \varphi = 38,00 \text{ degrés.}$$

$$\alpha = 1 + 2 \times (\lambda)^{1/2} \cdot \cos(240 + \varphi/3) ; \alpha = 1 + 2 \times (1,172)^{1/2} \cdot \cos(240 + 38,00/3) = 0,355$$

$$\sigma_{bc} = [\alpha / (1 - \alpha)] \times (\sigma_{s \text{ barre}} / n) ; \sigma_{bc} = [0,355 / (1 - 0,355)] \times (250 / 15) ; \sigma_{bc} = 9,173 \text{ MPa}$$

σ_{bc} est bien inférieur à $\sigma_{bc \text{ barre}}$ calculons A_s :

$$A_{sax} = [(\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}) / (2\sigma_{s \text{ barre}})] = [(0,355 \times 1,00 \times 0,225 \times 9,173) / (2 \times 250)] = 14,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Donc le dimensionnement à l'ELS prévaut pour cet appui. $A_{sax} = 14,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$M_{ay} = 0,030 \text{ MN.m, f.p : } \sigma_{s \text{ barre}} = 250 \text{ MPa, } \sigma_{bc \text{ barre}} = 15 \text{ MPa}$$

$$u = 2(15M_{ty}) / (b.d^2.\sigma_{s \text{ barre}}) = (30 \cdot 0,030) / (1,0,225^2 \cdot 250) = 0,071 ;$$

$$\lambda = 1 + u ; \lambda = 1,071 \text{ puis } \cos \varphi = \lambda^{-3/2}, \cos \varphi = 1,071^{-3/2} \text{ d'où } \varphi = 25,55 \text{ degrés.}$$

$$\alpha = 1 + 2 \times (\lambda)^{1/2} \cdot \cos(240 + \varphi/3) ; \alpha = 1 + 2 \times (1,071)^{1/2} \cdot \cos(240 + 25,55/3) = 0,242$$

$$\sigma_{bc} = [\alpha / (1 - \alpha)] \times (\sigma_{s \text{ barre}} / n) ; \sigma_{bc} = [0,242 / (1 - 0,242)] \times (250 / 15) ; \sigma_{bc} = 5,321 \text{ MPa}$$

σ_{bc} est bien inférieur à $\sigma_{bc \text{ barre}}$ calculons A_s :

$$A_{say} = [(\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}) / (2\sigma_{s \text{ barre}})] = [(0,242 \times 1,00 \times 0,225 \times 5,321) / (2 \times 250)]$$

Donc le dimensionnement à l'ELS prévaut pour cet appui. $A_{say} = 5,795 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Vérification et justification du calcul de la piscine:

Les principales dispositions du fascicule 74 du CCTG (version 1996) qui est un code de calcul s'applique aux réservoirs, châteaux d'eau, piscine, cuves, canaux, stations de pompage et d'épuration nous permettent de bien vérifier si notre dimensionnement est fiable.

Classe	L'étanchéité est assurée par :
A	La structure elle-même seule ($f_{c28} \geq 25$ MPa ; $f_{c28} \geq 2.1$ MPa ; dosage ciment ≥ 350 kg/m ³)
B	La structure elle-même seule, plus un revêtement d'imperméabilisation (1) ;
C	Un revêtement d'étanchéité (2) adhérent ou indépendant (la structure assurant uniquement une fonction mécanique)
D	Pour les ouvrages préfabriqués d'étanchéité de classe A, B ou C, prévoir un traitement particulier des joints de construction.

Tableau 4.3 : Classes d'étanchéité

- a. : Revêtement d'imperméabilisation : écran intérieur adhérent au support pouvant assurer l'étanchéité mais ne résistant pas à la fissuration du support (ex : enduit à base de mortier hydraulique hydrofugé, enduit de peinture, revêtement à base de résine)
- b. : Revêtement d'étanchéité : revêtement plastique, élastoplastique ou élastique appliqué à l'intérieur de la structure, adhérent ou non et devant pouvoir s'adapter aux légères déformations.

Ainsi notre ouvrage se dans la catégorie B.

Pour les charges d'entretien, là règles prévoit 2 kN/m² pour les planchers, passerelles, et 1kN/m² pour les toitures ; mais par souci de sécurité nous avons pris 5 kN/m² pour les deux cas.

NB: le calcul de notre piscine est effectué à l'état peu préjudiciable car elle est exposée à l'ambiance humide.

a) Acier de section en béton entièrement tendue ou aciers proches de la paroi mouillée des sections partiellement tendues	$\sigma_s \leq \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + \beta \eta$ $\sigma_s \leq 90 \sqrt{\eta f_{t28}}$ $\sigma_s \leq 0.5 f_e$ $\alpha = 240 \text{ (sauf dans les résultats d'essais)}$
---	---

	<p>agréés)</p> <p>\varnothing = diamètre en mm</p> <p>$\beta = 0$ pour les ouvrages à la mer ou à moins de 5 km de la mer, ou parties enterrées d'ouvrages soumises à eau saumâtre, lisier, cuves à vin</p> <p>$\beta = 30$ en contact permanent de l'eau ou en atmosphère saturée.</p>
b) Aciers proches de la face non mouillée de sections partiellement tendues	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, à préciser au CCTP (cahier des clauses techniques particulières du marché)
c) Contraintes du béton en section entièrement tendue ou pour la face tendue mouillée	<p>$\sigma_b \leq 1,1\theta f_e$</p> <p>$\theta = 1$ en traction simple</p> <p>$\theta = 1 + \frac{2e_o}{3h_o}$ en flexion composée si $e_o \leq h_o$</p> <p>$\theta = 5/3$ autres cas</p> <p>e_o = excentricité = M/N</p> <p>h_o = épaisseur de la paroi</p>
d) Epaisseur minimale	<p>0,15 m en classe A</p> <p>0,12 m en classe B et C (0.15 m si coffrage glissant)</p>
e) Diamètre et espacement des aciers	<p>En 2 nappes si $h_o \geq 0,15$ m</p> <p>$\varnothing \leq \frac{h_o}{10}$</p> <p>$\varnothing \geq 8$ mm</p> <p>$s \leq 1.5 h_o$ et $\leq 0,20$ m, pour paroi au contact liquide. sinon BAEL)</p>
f) Enrobage minimal	<p>5 cm si brouillard salin, embruns et eau de mer</p> <p>3 cm parement exposés aux intempéries, contact liquide ou condensations</p>

<p>g) Section d'acier</p>	<p>$\geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c}$ en flexion simple</p> <p>$\geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c} - \frac{N}{3h_o f_c}$ en flexion composée</p> <p>N = effort normal (traction < 0)</p> <p>$\geq \frac{f_{t28}}{f_c}$ en traction simple</p> <p>$\geq 0,125$ % acier HA</p> <p>$\geq 0,20$ % acier lisse</p> <p>≤ 2 %</p>
<p>h) Recouvrement des aciers dans une même section</p>	<p>$\leq 1/3$ si $M/N \leq 0,5 h_o$</p> <p>$\leq 1/2$ dans les autres cas</p>
<p>i) Radiers et fonds de réservoirs reposant directement sur le sol</p>	<p>$h_o \geq 0,10$ m</p> <p>Recouvrement des aciers en totalité dans même section si A_s déterminé par % mini</p> <p>Pour radiers monolithes et solidaires des parois verticales :</p> <p>$\frac{A_s}{bd} \geq 0,25\%$ aciers HA ou $\geq 0,4$ % acier lisse</p> <p>Pour radiers désolidarisés des parois : A_s déterminé pour équilibrer l'effet de retrait :</p> <p>$A_s = \frac{0,75 \mu g L}{f_c}$</p> <p>g = poids propre du radier/unité de surface</p> <p>L = longueur entre joints</p> <p>M = coefficients de frottement béton-sol (1,5 en général ou 0,2 si film polyane sur lit de sable).</p>

Tableau 4.4 : Parois de classe A, B ou C en contact direct ou indirect avec le liquide, avec revêtement d'étanchéité adhérent en ELS

d) Calcul de la cage d'ascenseur et du monte charge :

- *Distribution des charges verticales :*

Cette distribution s’obtient en examinant le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d’application jusqu’aux fondations, en tenant compte de la nature des différentes liaisons. D’une façon générale, les charges sont distribuées en fonction des surfaces de planchers attribuées à chaque refend.

- *Evaluation des contraintes dans les murs*

Contraintes dues au poids de l’ascenseur :

La terrasse de la cage d’ascenseur est coulée en béton armé et a une épaisseur de 15 cm. Le poids propre de l’ascenseur est estimé à 14,3 kN/m² pour le type Ge N2 Confort de OTIS (630 kg plus 8 personnes avec 100 kg / personne).

$$g = 0,15 \times 25 + 14,3 = 18,05 \text{ kN/m}^2$$

La surcharge d’exploitation dans l’ascenseur est estimée à q = 3,5 kN/m²

La charge surfacique pondérée à l’ELU donne :

$$P_{ELU} = 1,35g + 1,5q = 1,35 \times 18,05 + 1,5 \times 3,5 = 29,62 \text{ kN/m}^2$$



Les charges linéiques qui arrivent au niveau des différents voiles sont les suivantes : en considérant $L_1 \approx L_2$, on a : $S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = (L_1 * L_2) / 4 = 1,70 * 1,70 = 2,90 \text{ m}^2$.

- Voiles V₁ et V₂

$$P = P_{ELU} \times 2,90 = 29,62 * 2,90 = 85,90 \text{ kN/m}$$

- Voiles V₃ et V₄

$$P = P_{ELU} \times 2,90 = 85,90 \text{ kN/m}$$

Les voiles ont des épaisseurs de 15 cm. En considérant une répartition uniforme des contraintes nous aurons :

$$\sigma_{1,2} = 85,90 / (0,15 * 1,70) = 336,86 \text{ kPa} = \sigma_{3,4}$$

Contraintes dues au poids propres des voiles :

Les voiles du sous-sol subissent les contraintes les plus importantes. Les voiles supérieurs ont une hauteur de 42,05 m. En prenant en compte un béton de poids volumique 25 kN/m^3 , les contraintes qui en résultent sont les suivantes :

- ✓ En partie supérieure : $\sigma = 25 \times 42,05 = 1051,25 \text{ kPa}$
- ✓ A mi hauteur : $\sigma = 25 \times (42,05 + 3,80 / 2) = 1098,75 \text{ kPa}$

Contraintes totales :

Les contraintes totales sont obtenues en faisant le cumul de toutes les sollicitations élémentaires s'exerçant sur les voiles :

- ✓ Voiles 1, 2, 3 et 4 : $\sigma_v = 336,86 \text{ kPa} + 1051,25 \text{ kPa} = 1388,12 \text{ kPa}$

Dimensionnement des refends

On considère des bandes de dalles de largeur égale à 1 m, en référence au DTU 23.1. Le ferrailage déterminé sur cette tranche pourra être reporté identiquement sur toute la longueur de l'élément. Pour la détermination des armatures verticales, la procédure de calcul est la suivante :

L'élanement mécanique vaut $\lambda = (l_f (12))^{1/2} / a$; avec l_f = longueur de flambement de la pièce considérée. 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, la valeur de la longueur de flambement varie de $0,8 \times l_0$ à $0,85 \times l_0$, où l_0 est la longueur libre de la pièce.

$$\text{si } \lambda \leq 50 \text{ alors } \alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda/35)^2)$$

$$\text{si } \lambda > 50 \text{ alors } \alpha = 0,6 \times (50/\lambda)^2$$

Les valeurs de α sont données pour le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours. Dans le cas contraire les valeurs de α sont divisées par 1,1 pour autant que la majeure partie des charges soit appliquée après 28 jours. Lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours, α est divisé par 1,2 et f_{c28} est remplacé par f_{c1} .

L'effort normal ultime est donné par la formule suivante :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha [B_r f_{c28} / 0,9 \gamma_b + A_v f_{c1} / \gamma_s]$$

Dans un mur d'épaisseur a et de longueur d , la section réduite du béton B_r vaut : $d(a-2\text{cm})$.

La section d'aciers trouvée doit être supérieure à une valeur minimale notée $A_{v \text{ min}}$. Le pourcentage des armatures verticales peut varier d'une bande verticale d'un mur à l'autre

suivant l'intensité moyenne de la contrainte dans cette bande. Le pourcentage minimal ρ_v d'une bande verticale donnée rapporté à la section horizontale de cette bande est de :

$$\rho_v = \max.[0,0015.400.\theta/f_c .(3\sigma_u/\sigma_{u\lim} - 1) ; 0,001]$$

θ est un coefficient qui dépend du type de mur et varie de 1 à 1,4.

On désigne par $A_{h\min}$ la section d'armature par mètre à disposer suivant la direction horizontale. Elle est distribuée d'une façon uniforme sur toute la longueur du mur. Le pourcentage minimal ρ_h de ces armatures, rapporté au volume total du mur ou de l'élément de mur considéré doit être au moins égal à :

$$\rho_h = \max.[2/3.\rho_v ; 0,001]$$

Seuls les aciers verticaux pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ doivent être tenus par des armatures transversales. Dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4 par m^2 au moins.

Dans le cas où ce diamètre est supérieur à 12 mm, les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux. Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire ; la nuance de ces aciers est indifférente.

- **Voiles 1, 2, 3 et 4:**

Armatures verticales :

$$\sigma_v = 1388,12 \text{ kPa}$$

$$N_u = \sigma_v \times a \times d = 1388,12 \times 0,15 \times 1 = 208,22 \text{ kN}$$

$$l_f = 0,8 \times l_0 = 0,8 \times 3,8 = 3,04 \text{ m} ; \lambda = (l_f (12)^{1/2})/a = (3,04 * (12)^{1/2}) / 0,15 = 70,206$$

$$\lambda > 50 \text{ alors } \alpha = 0,6 \times (50/\lambda)^2 = 0,6 * (50 / 70,206)^2 =$$

$$\alpha = 0,506$$

La section d'armature à mettre en place est donnée par :

$$A_v = (0,85N_u/\alpha - B_r f_{bu}/0,9)/0,85f_c/\gamma_s = (0,85*0,20822 / 0,506 - 0,13*1*14,2/0,9)/0,85.500/1,15$$

$$A_v = -0,0046 < 0$$

Le béton seul suffit pour reprendre les efforts appliqués.

Cependant, il faut mettre en place un ferrailage minimal.

$$\rho_v = \max.[0,0015.400.\theta/f_c .(3\sigma_u/\sigma_{u\lim} - 1) ; 0,001]$$

Une bonne approximation du rapport $\sigma_u/\sigma_{u\lim}$ est de 75% avec $\theta = 1$. Cela nous conduit à :

$$A_v/ad = 0,0015 \Rightarrow A_v = 0,0015.a*d ; A_v = 0,0015*15.100$$

$$A_v = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des aciers :

$\Phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$: Nombre de barres = $2,25 / (0,5 * 2) = 2,25 \sim 3$ barres de $\Phi 8$ par face

$\Phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2$: Nombre de barres = $2,25 / (0,79 * 2) = 1,424 \sim 2$ barres de $\Phi 10$ par face

Donc on a 3HA $\Phi 8$ avec l'espacement = $d/3 = 100/3 = 33 \text{ cm}$

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur (30 cm) ni 33 cm.

Dès lors, il serait justiciable de disposer de 3HA $\Phi 8$ soit $1,50 \text{ cm}^2$, avec 3 barres sur chaque face.

Armatures horizontales :

$$\rho_h = \max.[2/3.\rho_v ; 0,001] = 0,001$$

$$A_h/a*d = 0,001 \quad \text{d'où } A_h = 0,001.a*d ; A_v = 0,001.15.100 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des aciers :

$\Phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$: Nombre de barres = $1,50 / (0,5 * 2) = 1,50 \sim 2$ barres de $\Phi 8$ par face

$\Phi 10 = 0,79 \text{ cm}^2$: Nombre de barres = $1,50 / (0,79 * 2) = 0,95 \sim 1$ barres de $\Phi 10$ par face

Donc on a 3HA $\Phi 8$ avec l'espacement = $d/3 = 100/3 = 33 \text{ cm}$

La distance entre axes des armatures horizontales d'une même face ne doit pas également dépasser 33 cm.

Il est donc possible de faire un choix de 4HA $\Phi 8$ soit 2 cm^2 , avec 3 barres sur chaque face.

Les ferrailages des différents voiles sont illustrés en annexe 4.5.

IV – 6. Escaliers

Le dimensionnement des escaliers s'effectue comme celui des dalles. On considère des bandes de 1m qui seront calculées telles que les poutres. Cependant, la méthodologie de détermination des efforts (moments fléchissant) est différente.

a – Méthode de calcul

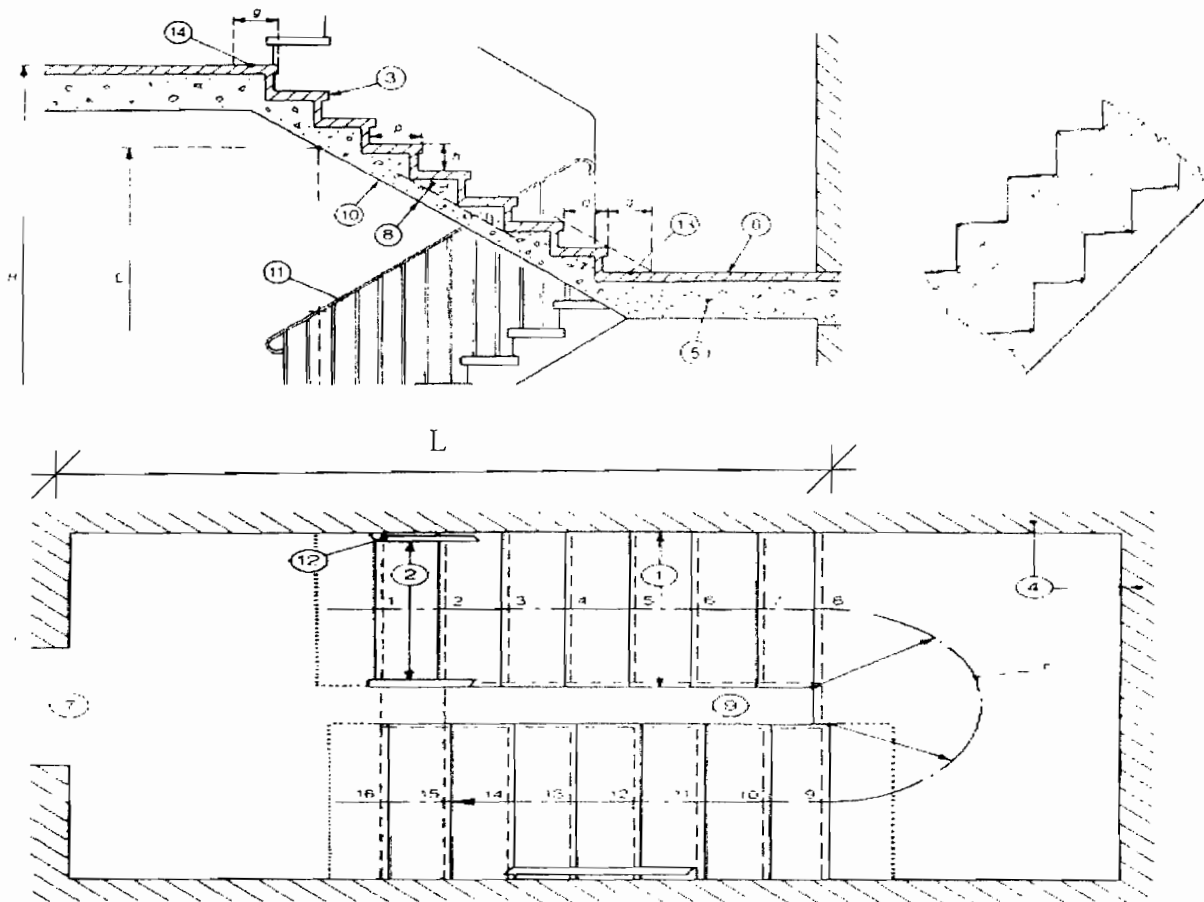


Figure 4.7 : Terminologie et caractéristiques géométriques des escaliers

Légende :

- | | |
|---|-----------------------------------|
| 1 – Emmarchement | 9 – Vide ou jour |
| 2 – Largeur libre | 10 – Sous face |
| 3 – Nez de marche | 11 – Main courante de garde corps |
| 4 – Cage | 12 – Main courante au mur |
| 5 – Repos | 13 – Marche de départ |
| 6 – Palier | 14 – Marche d’arrivée |
| 7 – Accès | |
| 8 ou « e » – Epaisseur de la paille = 15 cm | |
| E – Echappée | g – giron = 30 cm |
| F – Ligne de foulée | h – hauteur de marche = 17 cm |
| H – Hauteur d’étage | p – profondeur de marche |

Par la règle de blondet on a : $2 \cdot h + D = 64 \Rightarrow h = (64 - D) / 2$; or $D = g = 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$.

On désigne par α , l'angle d'inclinaison des escaliers par rapport à l'horizontal. $\bar{\omega}$ est le poids spécifique du béton. Il est généralement égal à 25 kN/m³.

$$\text{Inclinaison } \alpha = \arctg\left(\frac{h}{g}\right) = \arctg(17/30) = 29,54^\circ$$

Les charges permanentes sont données par : $G = \frac{\bar{\omega}}{\cos\alpha}\left(e + \frac{h}{2}\right) + \text{Enduits} + \text{Revêtements}$.

Les charges variables dues à la circulation des personnes sur la structure sont estimées à 2,5kN/m².

b – Dimensionnement

Les escaliers seront modélisés de la manière suivante :

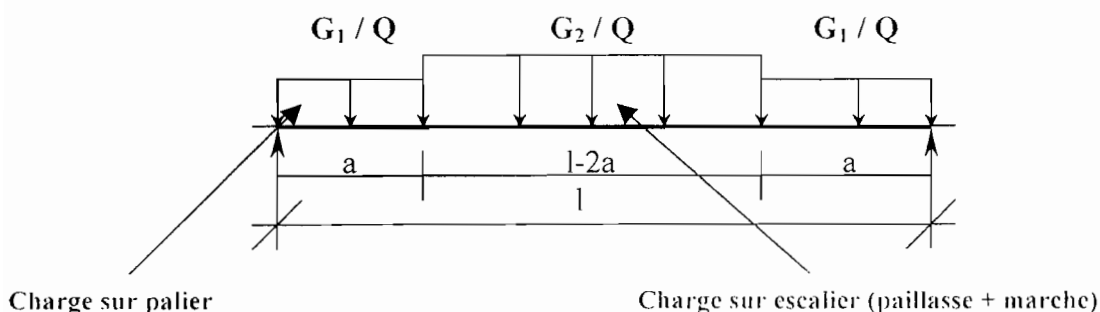


Figure 4.8 : Modélisation des charges sur les escaliers

Cela nous ramène au dimensionnement aux états limites d'une poutre isostatique.

- Calcul des sollicitations

Charges permanentes : $G = \frac{25}{\cosinus(29,54)} \times \left(0,15 + \frac{0,17}{2}\right) + 0,3 + 1 = 8,053 \text{ kN/m}^2$.

Charges permanentes : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,053 + 1,5 \times 2,5 = 14,622 \text{ kN/m}^2$

- Calcul des armatures

Le moment ultime maximal est obtenu à mi portée et est égal à $M_u = \frac{P_u l^2}{8}$.

L = longueur de la cage d'escalier = 4,07 m.

$$M_u = \frac{14,622 \times 4,07^2}{8} = 30,28 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,03028}{1,00 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,117 < \mu_{lim} = 0,371 \text{ pour les aciers } F_c E 500.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1-2\mu_{bu}}) ; \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1-2 \times 0,117}) = 0,156 < 0,259 : \text{Pivot A,} \Rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰}$$

La contrainte dans les aciers est déduite de la valeur de la déformation $\epsilon_s \Rightarrow \sigma_s = f_{su}$

On a alors $\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa.}$

Il n'y a pas lieu de mettre en place des aciers comprimés ($A'_s = 0$).

$$z_b = d.(1 - 0,6.\mu_{bu}) = 0,135 \times (1 - 0,6 \times 0,117) = 0,126 \text{ m}$$

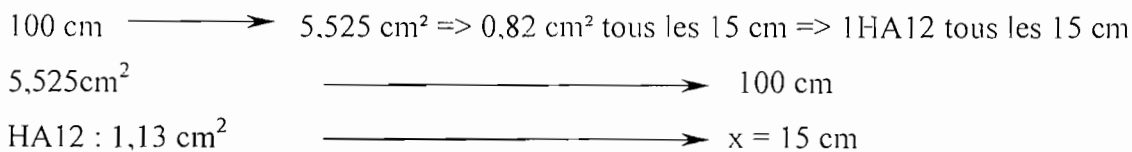
La section d'aciers nécessaires est A_s et est donnée par :

$$A_s = \frac{M_u}{z_b \times \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{0,03028}{0,126 \times 435} = 0,001156 \text{ m}^2, \text{ soit } A_s = 5,525 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Etant donné que la fissuration du béton est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des aciers. Le dimensionnement à l'état limite ultime est prépondérant.

• **Choix des aciers**

✓ **Armatures principales et de répartition**



On dispose sur toute la largeur de la paillasse une barre de HA12 tous les 15 cm.

Aciers de répartition : $A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{5,525}{3} = 1,84 \text{ cm}^2$ soit 1HA8 \approx 0,503 cm² : $s_l = 25\text{cm.}$

L'espacement maximal des barres est donné par :

$$s_{l \text{ max}} = \min. \{4^e = 60 ; 45\text{cm}\}, \text{ d'où } s_{l \text{ max}} = 45 \text{ cm.}$$

✓ **Armatures chapeaux**

$A_c = 15\% * A_s$, d'où $A_c = 0,15 \times 5,525 = 0,829 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 3 \text{ HA } 6 / \text{m.}$

On dispose une barre de HA8 tous les 15 cm.

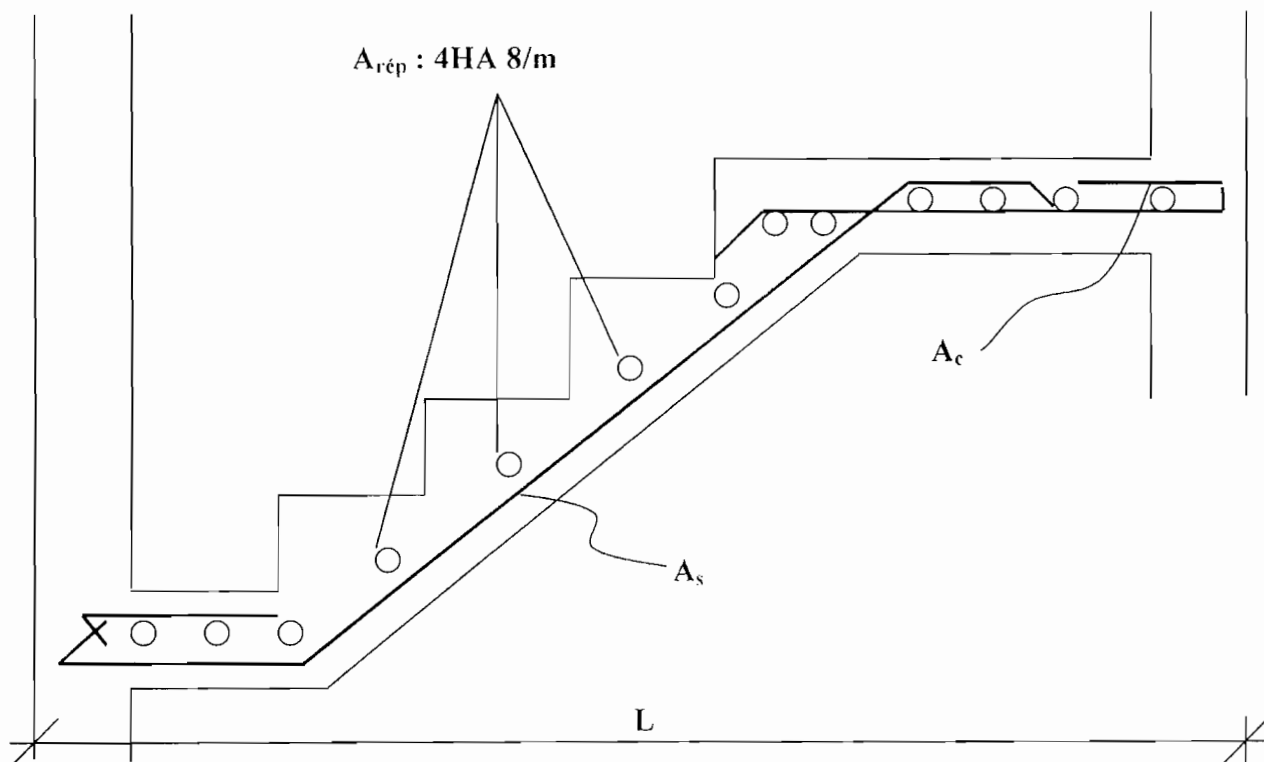


Figure 4.9 : Principe de ferrailage des escaliers

CHAP V : RECOMMANDATIONS GENERALES

En vue de réaliser un bâtiment qui réponde aux normes et aux exigences en place il nous est utile de faire quelques prescriptions techniques quant à l'exécution des ouvrages sensibles comme le radier, la piscine etc....

V-1. POUR LES OUVRAGES DE FONDATIONS

Ces ouvrages seront exécutés conformément aux prescriptions du Cahier des Clauses Techniques du DTU 21 (Norme Française NF P 18-201) relatif à l'exécution des travaux en béton, ainsi qu'aux prescriptions suivantes :

- **Béton de propreté**

Dans le cas de risques de souillures du béton en cours de coulage, un béton de propreté est exécuté pour tout ouvrage de fondations comportant des armatures au voisinage de sa sous-face.

Ce béton de propreté peut, dans certains cas, en fonction des conditions de surface et de nature des terrains de fondation, être remplacé par une feuille de polyéthylène (cas de remontée d'eau par capillarité).

L'épaisseur de la couche de béton de propreté ne doit pas être inférieure à 0,04 m.

- **Dosages minimaux**

Les dosages indiqués ci-dessous concernent les ciments courants de classe minimale 32,5 et 32,5 R conformes à la norme NF P 15-301 :

- ❖ béton de propreté et gros béton : le dosage minimal est de 150 kg de ciment par m³ de béton ;
- ❖ béton des fondations non armées : pour les fondations en béton non armé, sous murs pleins ou sous poteaux, le dosage minimal est de 200 kg de ciment par m³ de béton mis en place à sec et de 300 kg si le béton est mis en place dans l'eau ;
- ❖ béton des semelles filantes comportant uniquement une armature de chaînage : pour les semelles filantes sous murs comportant uniquement une armature de chaînage, le dosage minimal est de 250 kg de ciment par m³ de béton mis en œuvre et de 350 kg si le béton est mis en place dans l'eau. Ces dosages minimaux sont prescrits pour assurer une protection efficace des armatures contre la corrosion ;

- ❖ béton des fondations armées : pour les semelles en béton armé le dosage minimal est de 300 kg/m³ pour le béton exécuté à sec, et de 400 kg/m³ si le béton est mis en place dans l'eau.

NB : Tous ces ciments doivent être conformes à la norme NF P 15-301

- **Mise en oeuvre des bétons**

Les fondations peuvent être bétonnées à pleine fouille, c'est-à-dire sans coffrage latéral si les parois présentent une tenue suffisante. Cependant un blindage des fouilles est nécessaire dans le cas des matériaux pulvérulents (sable par exemple)

Dans le cas particulier du bétonnage dans l'eau, on doit utiliser un procédé qui évite le délavage du béton jusqu'à durcissement suffisant de celui-ci.

NB : L'emploi de tube plongeur permet de satisfaire à cette exigence.

- **Cas des milieux agressifs**

Les prélèvements d'eau et, éventuellement, de sol, et leur analyse doivent être faits en temps utile pour déterminer l'agressivité du milieu (dans lequel seront établis les ouvrages) et les exigences constructives en découlant dans les conditions prévues au Cahier des Clauses Spéciales.

NB : Il convient, en particulier, de prendre position sur les points suivants :

- ❖ Le choix du ciment ;
- ❖ Le dosage minimal en ciment et celui des autres constituants du béton ;
- ❖ Les adjuvants éventuels ;
- ❖ Les protections rapportées et leur condition de mise en oeuvre.

Dans l'interprétation des résultats, il doit être tenu compte des conditions de renouvellement des eaux.

Ces dernières remarques concernent la mise en œuvre de notre radier, car il est fondé dans un milieu agressif caractérisé par des remontées d'eaux salées. Il est même prévu de faire le coulage du radier avec un ciment anti-sel (ciment HF : hauts fourneaux). Avec un accélérateur de prise..

- **Mise hors d'eau**

Il peut être nécessaire de procéder à des opérations de rabattement (dans le cas où il n'y a pas un sous-sol existant à proximité) pour évacuer l'eau du site de fondation si celle-ci est gênante. Les DPM doivent définir les conditions de rabattement et peuvent préciser à qui

incombe cette tâche. Ils peuvent également préciser à qui incombe la tâche de fermeture des puits de pompage ainsi que celle d'obturation des orifices éventuels associés au pompage dans la structure résistante.

NOTE : C'est le plus souvent l'entreprise de gros oeuvre qui est chargée de ces tâches.

Ce rabattement est nécessaire, soit jusqu'à ce que le revêtement ait acquis ses caractéristiques spécifiques ou que l'ouvrage équilibrant la sous pression ait acquis une résistance et une masse suffisantes.

V-2. PRESCRIPTIONS GENERALES RELATIVES AUX CONSTITUANTS ET A LA MISE EN ŒUVRE

Pour les constituants et le béton, on doit, durant les phases de stockage, confection, manipulation, transport et mise en place, prendre des dispositions pour assurer la protection contre les actions climatiques et pour éviter les souillures, de telle sorte que (au besoin par l'emploi de procédés permettant de corriger les effets néfastes de ces facteurs) l'ouvrage ait les qualités escomptées.

Le présent texte fait référence aux normes, marques et agréments français.

D'une manière plus générale, des matériaux non précisés dans le présent document peuvent être utilisés sous réserve qu'une étude spéciale ait montré la possibilité de les employer et que le maître d'oeuvre ait donné son accord ; dans le cas où le matériau est bénéficiaire d'une marque de certification de qualité nationale ou internationale, on peut se dispenser de cette étude spéciale, à la condition que le maître d'ouvrage ait donné son accord.

- **Les constituants**

- ❖ **Ciments**

Les ciments utilisés doivent répondre aux spécifications de la norme NF P 15-301 et bénéficier de la marque NF-LH ou certification équivalente, comme c'est le cas pour la *SOCOCIM*.

La nature et la classe du ciment doivent être appropriées à l'emploi et aux conditions d'environnement en service du béton (ciment PM pour travaux à la mer (NF P 15-317), le cas de notre radier, ciment ES pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates (XP P 15-319), etc.) et à la nature des granulats.

Pour des cas particuliers ou spéciaux, d'autres ciments peuvent être utilisés dans le cadre de leurs directives d'emploi (par exemple : ciment alumineux fondu (NF P 15-315) à utiliser suivant le fascicule de documentation FD P 15-316).

Lors des travaux, lorsqu'il n'est pas possible de se procurer à des conditions acceptables des matériaux conformes aux normes françaises ou européennes, les ciments conformes aux prescriptions locales peuvent être utilisés.

❖ Granulats

Les granulats utilisés doivent répondre aux spécifications de l'une des normes : NF P 18-301 ou NF P 18-302 ou aux normes locales.

Toutefois, si le maître d'ouvrage a imposé dans le marché des granulats de nature déterminée qui ne satisfont pas aux normes françaises (ou s'il s'agit de travaux à l'étranger pour lesquels les seuls granulats pratiquement disponibles ne satisfont pas à ces normes), ces granulats pourront être employés si des essais montrent que :

- a) les résistances nécessaires d'après le projet peuvent être obtenues ;
- b) les granulats constituent avec le ciment choisi un béton dont la durabilité est convenable, ce qui ne peut se montrer que par la longue expérience du passé.

COMMENTAIRE

Dans le cas d'emploi de granulats spéciaux, des dispositions particulières doivent être adoptées.

La dimension maximale des granulats doit être compatible avec les dimensions de l'ouvrage à réaliser et l'espacement des armatures prévues dans cet ouvrage dans le cadre des prescriptions des règles de calcul en vigueur.

❖ Aciers

Les aciers utilisés doivent répondre aux spécifications des normes : NF A 35-015 à NF A 35-022

De plus, les barres ou fils à haute adhérence et les treillis soudés doivent être agréés par la « Commission interministérielle d'homologation et de contrôle des armatures pour béton armé ».

Afin d'éviter toute confusion néfaste sur le chantier, il est interdit d'employer dans un même ouvrage des aciers de même apparence géométrique ayant des caractéristiques différentes et/ou étant de types différents (exemple HA 10 Fe 400 et HA 10 Fe 500 ne doivent pas être mis ensemble).

❖ Adjuvants

Les adjuvants utilisés doivent répondre aux spécifications des normes NF P 18-103, NF P 18-331 à 338 et bénéficier d'un droit d'usage de la marque NF ou être choisis parmi ceux figurant sur la liste des adjuvants établie par la Commission Permanente des Liants Hydrauliques et des Adjuvants du Béton (COPLA).

L'emploi de chlorure de calcium et d'adjuvants chlorés n'est autorisé que dans les limites prévues par le DTU n° 21.4 « Prescriptions techniques concernant l'utilisation du chlorure de calcium et des adjuvants contenant des chlorures dans la confection des coulis, mortiers et bétons »

Les conditions d'emploi des adjuvants doivent respecter les prescriptions des normes ou celles établies par la COPLA, notamment en ce qui concerne les essais de convenance.

NB : pour l'étanchéité de notre radier il est prévu d'utiliser des adjuvants tel que les hydrofuges.

❖ Ajouts

L'utilisation d'ajouts peut être envisagée sous réserve de justifications particulières comprenant notamment des essais de convenance.

❖ Eau

L'eau de gâchage utilisée peut être l'eau distribuée par des réseaux publics ainsi que toute eau potable. Dans les autres cas, l'eau de gâchage utilisée doit répondre aux spécifications de la norme NF P 18-303. On devra éviter l'utilisation d'une eau avec un pourcentage de plus de 5 g/l de matières étrangères

❖ Béton prêt à l'emploi

Le béton prêt à l'emploi utilisé doit répondre aux spécifications de la norme NF P 18-305. En particulier, la désignation du béton choisi doit être fonction des exigences de l'ouvrage (résistance, conditions d'environnement, etc.), de la mise en oeuvre et des conditions climatiques.

❖ Pièces préfabriquées en béton

Il s'agit de pièces traditionnelles fabriquées en usine ou sur le chantier auxquelles les prescriptions du présent cahier des clauses techniques sont intégralement applicables.

Les phases de préfabrication, stockage, manutention et transport doivent être telles que les qualités requises pour ces pièces et l'ouvrage fini soient obtenues après traitement des détériorations mineures qui pourraient survenir au cours de ces opérations.

- **Mise en oeuvre**

- ❖ **Coffrage - étaielement**

Les coffrages et étaielements doivent présenter une rigidité suffisante pour résister, sans tassements ni déformations nuisibles, aux actions de toute nature auxquelles ils sont exposés à subir pendant l'exécution des travaux, et notamment aux efforts engendrés par le serrage du béton.

Les coffrages doivent être suffisamment étanches pour que le serrage par vibration ne soit pas une cause de perte d'une partie appréciable de ciment.

- ❖ **Armatures**

Au moment du bétonnage les armatures doivent être sans plaques de rouille ni calamine non adhérentes et ne doivent pas comporter de traces de terre, ou de graisse.

Les armatures doivent être mises en place conformément aux dispositions définies dans les plans, compte tenu des prescriptions de l'article 5.1.2 et des stipulations du chapitre 6.

Ces armatures doivent être arrimées entre elles et calées sur le coffrage, de manière à ne subir aucun déplacement ni aucune déformation notables lors de la mise en oeuvre du béton (à ce niveau on doit procéder à la mise en place des cales à béton ou des cavaliers).

La nature des cales et leur positionnement dans le béton doivent être compatibles avec le bon comportement ultérieur de l'ouvrage, notamment en ce qui concerne la protection des armatures contre la corrosion et, le cas échéant, la résistance au feu.

Dans le cas où il est autorisé, le soudage doit être effectué conformément aux prescriptions figurant sur les fiches d'homologation des aciers, même lorsqu'il s'agit de soudure de maintien des armatures.

Armatures en attente, dispositions particulières relatives à la sécurité des personnes

La prévention des blessures que peuvent causer les armatures en attente au personnel doit être assurée, au stade des études et de l'établissement des plans, par le choix de détails technologiques appropriés puis, au stade de l'exécution, par le choix des méthodes et matériels de réalisation et de protection.

On peut ainsi, en choisissant la solution la mieux adaptée :

- soit modifier la nature et/ou la forme des armatures dans le respect des règles du béton armé et des produits du commerce :
- soit, toujours dans le respect des règles du béton armé et des produits du commerce, ceinturer les attentes à leur partie haute par

un cadre solidement fixé, remonter le niveau du recouvrement des armatures verticales en attente, mettre en place des panneaux d'armatures dont l'acier de répartition soit proche de l'extrémité des aciers en attente... ;

- soit définir des moyens et instructions de sécurité appropriés :
- soit isoler matériellement les postes de travail et les circulations des zones dangereuses.

❖ Béton

Le choix du béton est fonction, d'une part, des exigences de l'ouvrage (résistance, conditions d'environnement, etc..) et, d'autre part, de la mise en oeuvre et des conditions climatiques.

❖ Confection

Le dosage des différents constituants du béton peut être effectué en poids ou en volume avec des moyens de mesure permettant de s'assurer des quantités mises en oeuvre.

Les moyens de confection du béton doivent être tels que le produit obtenu soit « homogène » et que les granulats soient bien enrobés de liant.

❖ Transport

Le transport, depuis le lieu de fabrication jusqu'au lieu d'emploi, est exécuté de telle façon que le béton présente, avant mise en place, les qualités requises, en particulier en évitant toute ségrégation sensible. Sauf justification particulière, tout ajout d'eau après transport et avant mise en oeuvre est interdit.

❖ Mise en place

Le béton ne doit être mis en place qu'au contact de surfaces et dans des volumes débarrassés de tous corps étrangers.

Lorsque les coffrages sont susceptibles d'absorber l'eau ou d'activer son évaporation, ils doivent être convenablement humidifiés.

Le béton doit être mis en place avant tout commencement de prise par des procédés lui conservant son homogénéité.

Le serrage du béton peut être obtenu par damage, vibration ou pervibration par couches d'épaisseur appropriée. L'emploi d'adjuvants adaptés peut dispenser des opérations précédentes.

En dehors des cas courants, les reprises de bétonnage doivent être soit précisées sur les plans d'exécution, soit soumises à l'avis de l'ingénieur d'études.

La surface de reprise doit être propre, rugueuse et convenablement humidifiée ou traitée de façon à obtenir une bonne adhérence à l'interface.

❖ Effet des conditions ambiantes

Les prescriptions de fabrication et de mise en oeuvre du béton sont prévues pour des conditions ambiantes courantes.

Des précautions particulières (chauffage comme c'est le cas en Mauritanie...) doivent permettre le bétonnage par basse température.

Lorsque les conditions ambiantes (température, vent et hygrométrie) sont susceptibles d'entraîner une dessiccation anormale du béton, des précautions de conservation ou de cure sont à prendre.

(Dès que la température du béton au moment de sa mise en oeuvre est susceptible de dépasser 40 °C, des dispositions particulières doivent être adoptées. C'est exactement notre cas de figure).

❖ Décoffrage

Les opérations de décoffrage et de désétalement ne peuvent être effectuées que lorsque la résistance du béton est suffisante, compte tenu des sollicitations de l'ouvrage, pour éviter toute déformation excessive. Ces opérations doivent se faire de façon régulière et progressive pour ne pas entraîner des sollicitations brutales dans l'ouvrage.

COMMENTAIRE

On peut réduire notablement le délai pendant lequel l'ouvrage doit rester coffré si un étalement adapté est maintenu pendant une durée suffisante.

❖ Rebouchage, ragréage et finitions

Les réservations nécessaires à l'exécution des ouvrages et qui ne peuvent subsister à l'état définitif doivent être traitées de façon qu'elles assurent les qualités requises pour l'ouvrage fini.

Si les ouvrages présentent certains défauts localisés (armatures accidentellement mal enrobées, épaufrures, nids de cailloux, etc.), il convient, avant d'exécuter le ragréage qui

s'impose, de s'assurer que ce défaut n'est pas de nature à mettre en cause la conservation des qualités de ces ouvrages, auquel cas tous travaux de réfection nécessaires devraient être entrepris avant ceux de ragréage.

Des opérations de ragréage (dressage des surfaces et des feuillures, enlèvement des balèvres, traitement des nids de cailloux, etc.) peuvent être nécessaires pour respecter les tolérances dimensionnelles de l'ouvrage fini.

❖ Percements et scellements

Les percements et scellements effectués a posteriori dans le béton durci doivent être exécutés de façon qu'ils ne compromettent pas les qualités requises de l'ouvrage fini.

❖ Pièces préfabriquées en béton

Les phases de stockage, manutention, mise en place et étaielement des pièces préfabriquées doivent être exécutées de telle sorte que les qualités requises pour ces pièces et l'ouvrage fini soient obtenues, après traitement des détériorations mineures qui pourraient survenir au cours de ces opérations.

La stabilité de ces pièces préfabriquées doit, en outre, être assurée durant toutes ces phases.

V-3. PROCEDURES RELATIVES AU BUREAU DE CONTROLE

Le bureau de contrôle se doit de veiller quant à l'application de différentes prescriptions techniques et recommandations relatives aux V-1 et V-2.

Etant donné que la confiance n'exclut pas le contrôle et vu l'envergure du projet il est nécessaire voire obligatoire de recourir souvent aux fiches techniques des fournisseurs et à des contrôles inopinés afin de relever tout équivoque. Ainsi les commentaires suivants leur sont réservés.

Commentaire 1 :

Il peut être utile dans certains cas d'effectuer périodiquement des prélèvements conservatoires pour des contrôles ultérieurs éventuels dans les conditions prévues par la norme.

Commentaire 2 :

Il peut être demandé aux fournisseurs de ciment de communiquer toute information technique utile sur les caractéristiques des ciments livrés, notamment à court terme.

Commentaire 3 :

Les résultats des contrôles par analyse ou essai peuvent être demandés aux fournisseurs.

Commentaire 4 :

Il peut être utile dans certains cas d'effectuer périodiquement des prélèvements conservatoires pour des contrôles ultérieurs éventuels.

Commentaire 5 :

Il peut être demandé aux fournisseurs d'adjuvants de communiquer toute information technique utile sur les caractéristiques des adjuvants livrés.

Commentaire 6 :

Il peut être demandé aux fournisseurs de béton prêt à l'emploi de communiquer toutes les informations techniques utiles sur les caractéristiques du béton livré, notamment à court terme.

V-4. PROCEDURES DE MISE EN ŒUVRE DE L'ADJUVANT DANS LA REALISATION DU RADIER

Pour une bonne durabilité du radier qui est le socle du bâtiment on doit utiliser du SIKACRETE® HD qui est additif à base de silice micronique pour bétons en milieux agressifs.

- **Présentation**

Le SIKACRETE® HD est un additif qui permet de fabriquer des bétons à hautes performances ayant une durabilité exceptionnelle.

- **Domaines d'application : Bétons soumis aux environnements agressifs**

A partir d'un liant standard du type CEM 1 52,5, le SIKACRETE® HD apporte au béton une durabilité exceptionnelle vis-à-vis de nombreux milieux agressifs, sans faire appel à des liants spéciaux :

- ❖ *domaine agricole : ensilage, stockage d'engrais, aires de stabulation,*
- ❖ *milieu industriel : industries chimiques et agro-alimentaires, sucreries, conserveries, laiteries, bacs de rétention, ...*
- ❖ *stations services : huiles, carburants, aires de lavage,...*

- ❖ *bétons en présence d'eaux agressives: milieu marin, bétons de montagne soumis aux eaux pures (fonte des neiges) et aux sels de déverglaçage,*
- ❖ *fondations en présence d'eaux séléniteuses, stations d'épuration, égouts, caniveaux,...*
- ❖ *bétons soumis aux atmosphères agressives : zones industrielles et urbaines, à forte teneur en gaz carbonique.*
- **Les performances du SIKACRETE HD**

Les essais montrent qu'un béton plastique dosé à 350 kg/m³ de CEM I 52,5 PM se carbonate 5 fois moins vite lorsqu'il est additionné de SIKACRETE HD.

Le SIKACRETE® HD, par la forte réduction d'eau qu'il autorise et la fixation des alcalins du ciment, est à même de prévenir cette réaction en cas d'emploi de matériaux «à risques» dans la composition du béton.

L'addition de SIKACRETE® HD permet d'accroître de 50 à plus de 100 % les résistances mécaniques en compression du béton. Les autres caractéristiques mécaniques (résistance en traction, module d'élasticité) sont elles aussi fortement augmentées. Le retrait à long terme et le fluage des bétons à hautes résistances sont plus faibles que ceux d'un béton classique.

Le SIKACRETE® HD permet de fabriquer avec des granulats durs (sable roulé, gravillons et graviers concassés), un rapport G/S élevé et un faible rapport E/C, des bétons résistant à l'érosion et à l'abrasion sans revêtement protecteur :

Grâce à l'effet granulaire de la silice micronique et à la réduction d'eau importante qu'il autorise, le SIKACRETE® HD permet la réalisation de bétons très cohésifs à l'état frais, qualité mise à profit pour le coulage de bétons fluides sans ségrégation, pour le pompage ou la projection.

Par l'effet réducteur d'eau et grâce à la réactivité pouzzolanique de la silice micronique, le SIKACRETE® HD réduit la taille et le nombre des pores du béton durci.

On réalise des bétons de très faible perméabilité, pratiquement imperméables aux liquides et aux gaz. Il permet l'obtention de bétons à résistances mécaniques élevées.

- **Mise en œuvre d'un béton avec du SIKACRETE® HD**

Le SIKACRETE® HD contient les adjuvants nécessaires à une mise en œuvre facile du béton. De ce fait, l'ajout d'adjuvants complémentaires autres que ceux produits SIKA sont formellement interdits.

Consommation / Dosage Le SIKACRETE® HD s'utilise normalement à raison d'un sac de 15 kg par mètre cube de béton, quel que soit le dosage en ciment. Les sacs doivent être utilisés en entier.

Le SIKACRETE® HD doit être mélangé à sec avec les autres constituants du béton avant introduction de l'eau de gâchage. Après ajout de l'eau, un malaxage long doit être respecté (au moins 1 min 30) pour permettre une répartition complète des différents constituants.

Dans le cas d'emploi d'une centrale de dosage, la totalité du SIKACRETE® HD sera introduit dans le camion malaxeur avec une partie de l'eau de gâchage; mélanger une minute puis ajouter les granulats, le ciment et le complément d'eau selon les modalités habituelles.

Malaxer jusqu'à l'obtention d'un matériau de consistance homogène.

- **Conseils d'utilisation**

Les effets bénéfiques du SIKACRETE® HD sur la pérennité du béton durci ne sont possibles qu'à condition de respecter un dosage minimum en ciment de 350 kg/m³, avec une composition granulaire correcte et pour des valeurs faibles du rapport E/C (inférieures à 0,45).

❖ Réalisation de dallages

Le faible rapport eau/ciment des bétons traités avec le SIKACRETE® HD et l'absence de ressuage de tels bétons les rendent particulièrement sensibles à la dessiccation. Une cure soignée est indispensable surtout par temps chaud ou en présence de courants d'air. On peut réaliser des bétons de consistance plastique, mis en place par vibration interne et tirés à la règle avant talochage. L'état de surface ainsi obtenu évite une finition mécanique toujours préjudiciable à la résistance à l'usure.

Pulvérisation immédiate sur la surface du béton d'un produit de cure : ANTISOL® XC 42 à 0,1 l/m² ou SIKATOP® 71 CURING à 0,15 l/m² (se reporter aux notices techniques des produits).

En cas d'incorporation de grains durs type CHAPDUR® ou d'une finition par talochage mécanique, remplacer l'application du produit de cure par la mise en place d'un film

plastique mince ou de paillasons humides afin d'assurer une préprise du béton sans risque de dessiccation. Cette phase nécessite de la part du chapiste un suivi attentif de l'évolution du béton. Après talochage, maintenir la protection du béton pendant au moins 48 heures ou utiliser un produit de cure.

❖ *Réalisation de bétons banchés*

L'attention des utilisateurs est attirée sur le fait que l'ajout de SIKACRETE® HD dans un béton lui confère un effet «collant» (effet de thixotropie). On veillera à respecter une vibration soignée, sans prolonger la durée et tout en rapprochant les points de vibration.

❖ *Emplois spécifiques*

Le béton pourra être additionné simultanément de SIKACRETE HD et de différents adjuvants. On utilisera :

- ✓ le SIKA® RETARDER ou le PLASTIRETARD® dans le cas de mise en place par temps chaud ou lors de transports de longue durée (nous consulter pour les dosages optimaux),
- ✓ un superplastifiant de la gamme SIKA® VISCOCRETE® pour les bétons à très faible rapport E/C.

NB : Précautions d'emploi Le SIKACRETE® HD étant un produit pulvérulent, l'emploi d'un masque est préconisé lors du déversement dans le malaxeur.

V-5. CALCULS DU VOLUME NECESSAIRE DE SIKACRETE A LA MISE EN ŒUVRE DU RADIER

Pour le dosage de l'adjuvant on peut soit mettre 2 sacs de SIKACRETE HD si le milieu est très agressif ou 1 sac si le milieu est moins agressif. Dans notre cas le milieu est moins agressif ce qui nous amène à opter le dosage de 1 sac par / m³ de béton mis en place.

Calculons le volume des longrines :

CONCLUSION

Un projet de dimensionnement d'un ouvrage de ce type semble être assez complexe. L'ingénieur pourra réduire sensiblement cette complexité en procédant à une bonne modélisation de l'ouvrage étudié. Une conception adaptée à la fonctionnalité de la structure et l'établissement d'hypothèses cohérentes sur le mode de fonctionnement des différents éléments sont à la base de cette modélisation.

Les lois fondamentales de la RDM ainsi que certaines méthodes et relations empiriques comme celles de CAQUOT et de SKEMPTON, pour ne citer que ceux là, ont permis de faire l'évaluation des sollicitations sur chacun des éléments de la structure.

L'application des différentes dispositions et algorithmes de calcul à partir de la réglementation du BAEL et de certains DTU permettent de faire le dimensionnement de l'ossature de l'ouvrage, après avoir déterminé les efforts internes dans chaque élément.

Nombreux sont les logiciels qui permettent d'effectuer le calcul béton armé de ces ouvrages élémentaires. Cependant, l'ingénieur ou le technicien de manière générale, doit être à même de critiquer, d'analyser les résultats fournis par l'outil informatique et de proposer si nécessaire des solutions beaucoup plus adaptées aux réalités effectivement rencontrées sur le terrain.

En ce qui nous concerne, ce TFE nous a permis non seulement d'acquérir une expérience non négligeable dans le cadre l'exécution d'une tâche d'assez importante envergure, mais aussi de développer l'esprit du travail en équipe, élément indispensable au technicien dans le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

- Jean Pierre **MOUGIN**
Calcul des éléments simples de structures de bâtiments
Paris : Edition Eyrolles ; 1992

- Jean **PERCHAT** et Jean **ROUX**
Pratique du BAEL 91
Paris : Edition Eyrolles ; 1997

- André **COIN**
Ossature des bâtiments
Paris : Edition Eyrolles ; 1992

- Henri **RENAUD** et Jean **LAMIRAULT**
Précis de calcul béton armé et applications
Paris : Edition Dunod ; 1989

- Henri **THONIER**
Le projet de béton armé
Paris : Cours ENPC ; 1995

- Henri **RENAUD** et Jacques **LAMIRAULT**
Béton armé : Guide de calcul
Paris : Les Editions FOUCHER ; 1993

- Jean Pierre **MOUGIN**
Béton armé : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés
Paris : Edition Eyrolles ; 2000

- Règles **BAEL 91**
Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites
Paris : Edition Eyrolles ; 1993

- Roger **FRANK**
Calcul des fondations superficielles et profondes
Paris : Aux éditions « Techniques de l'ingénieur » : 1993

ANNEXES 3.1 : Descente de charge sur les planchers.

Plancher Haut 8^{ème} étage:

Terrasse :

- Partie en 16+4

Plancher corps creux 16+4	2,85	kN/m ²
Forme de pente pour EP	2,00	kN/m ²
Etanchéité multicouche	0,12	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Couche de gravillons (protection)	0,10	kN/m ²
Total	5,43	kN/m²

- Partie en 30+5

Plancher corps creux 30+5	4,80	kN/m ²
Forme de pente pour EP	2,00	kN/m ²
Etanchéité multicouche	0,12	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Couche de gravillons (protection)	0,10	kN/m ²
Total	7,38	kN/m²

- Partie en 35+5

Plancher corps creux 35+5	5,00	kN/m ²
Forme de pente pour EP	2,00	kN/m ²
Etanchéité multicouche	0,12	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Couche de gravillons (protection)	0,10	kN/m ²
Total	7,58	kN/m²

Plancher Haut 7^{ème} étage:

- Partie en 16+4

Plancher corps creux 16+4	2,85	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²

Total	4,21	kN/m ²
• <u>Partie en 30+5</u>			
Plancher corps creux 30+5	4,80	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	6,16	kN/m ²
• <u>Partie en 35+5</u>			
Plancher corps creux 35+5	5,00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	6,36	kN/m ²
• <u>Partie en 35+5 : terrasse</u>			
Plancher corps creux 35+5	5,00	kN/m ²
Forme de pente pour EP	2,00	kN/m ²
Etanchéité multicouche	0,12	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Couche de gravillons (protection)	0,10	kN/m ²
Total	7,58	kN/m ²
• <u>Partie en dalle pleine de 20 cm d'épaisseur :</u>			
Plancher dalle pleine ep : 20 cm	5,00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	6,36	kN/m ²

Plancher Haut 6^{ème} étage:

• <u>Partie en 16+4</u>			
Plancher corps creux 16+4	2,85	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	4,21	kN/m ²

- Partie en 30+5

Plancher corps creux 30+5	4,80	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	2,40	kN/m ²
Total	8,56	kN/m²

- Partie en 35+5

Plancher corps creux 35+5	5,00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	2,40	kN/m ²
Total	8,76	kN/m²

- Partie en dalle pleine de 20 cm d'épaisseur :

Plancher dalle pleine ep : 20 cm	5,00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	7,86	kN/m²

Plancher Haut 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage:

- Partie en 16+4

Plancher corps creux 16+4	2,85	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	3,70	kN/m ²
Total	7,91	kN/m²

- Partie en 30+5

Plancher corps creux 30+5	4,80	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²

Cloisonnement	2.40 kN/m ²
Total	8,56 kN/m²

- Partie en 35+5

Plancher corps creux 35+5	5.00 kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00 kN/m ²
Enduit sous face	0.36 kN/m ²
Cloisonnement	2.40 kN/m ²
Total	8,76 kN/m²

Plancher Haut 2^{ème} étage:

Partie Sud – Est : Terrasse

- Partie en 16+4

Plancher corps creux 16+4	2.85 kN/m ²
Forme de pente pour EP	2.00 kN/m ²
Etanchéité multicouche	0.12 kN/m ²
Enduit sous face	0.36 kN/m ²
Couche de gravillons (protection)	0.10 kN/m ²
Total	5,43 kN/m²

- Partie en 30+5

Plancher corps creux 30+5	4.80 kN/m ²
Forme de pente pour EP	2.00 kN/m ²
Etanchéité multicouche	0.12 kN/m ²
Enduit sous face	0.36 kN/m ²
Couche de gravillons (protection)	0.10 kN/m ²
Total	7,38 kN/m²

- Partie en 35+5 :

Plancher corps creux 35+5	5.00 kN/m ²
Forme de pente pour EP	2.00 kN/m ²
Etanchéité multicouche	0.12 kN/m ²

Enduit sous face	0,36 kN/m ²
Couche de gravillons (protection)	0.10 kN/m ²
Total	7,58 kN/m²

Partie Nord – Ouest

• Partie en 16+4

Plancher corps creux 16+4	2.85 kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00 kN/m ²
Enduit sous face	0.36 kN/m ²
Cloisonnement	3.70 kN/m ²
Total	7,91 kN/m²

• Partie en 30+5

Plancher corps creux 30+5	4.80 kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00 kN/m ²
Enduit sous face	0.36 kN/m ²
Cloisonnement	2.40 kN/m ²
Total	8,56 kN/m²

• Partie en 35+5

Plancher corps creux 35+5	5.00 kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00 kN/m ²
Enduit sous face	0.36 kN/m ²
Cloisonnement	2.40 kN/m ²
Total	8,76 kN/m²

Plancher Haut 1^{er} étage:

Partie Sud – Est

• Partie en 16+4

Plancher corps creux 16+4	2.85 kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00 kN/m ²
Enduit sous face	0.36 kN/m ²
Cloisonnement	1.50 kN/m ²

Total	5,71	kN/m²
• <u>Partie en 30+5</u>			
Plancher corps creux 30+5	4.80	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0.36	kN/m ²
Total	6,16	kN/m²
• <u>Partie en 35+5</u>			
Plancher corps creux 35+5	5.00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	6,36	kN/m²

Partie Nord – Ouest

• <u>Partie en 16+4</u>			
Plancher corps creux 16+4	2.85	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00	kN/m ²
Enduit sous face	0.36	kN/m ²
Total	4,21	kN/m²
• <u>Partie en 16+4</u>			
Plancher corps creux 16+4	2,85	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00	kN/m ²
Enduit sous face	0.36	kN/m ²
Cloisonnement	3.70	kN/m ²
Total	7,91	kN/m²
• <u>Partie en 25+5</u>			
Plancher corps creux 25+5	3.55	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1.00	kN/m ²
Enduit sous face	0.36	kN/m ²
Cloisonnement	2.40	kN/m ²

Total	7,31	kN/m²
• <u>Partie en 30+5</u>			
Plancher corps creux 30+5	4,80	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	2,40	kN/m ²
Total	8,56	kN/m²
• <u>Partie en 35+5</u>			
Plancher corps creux 35+5	5,00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	2,40	kN/m ²
Total	8,76	kN/m²

Plancher Haut Rez de chaussée:

• <u>Partie en 16+4</u>			
Plancher corps creux 12+4	2,85	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	4,21	kN/m²
• <u>Partie en 16+4</u>			
Plancher corps creux 16+4	2,85	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	5,71	kN/m²
• <u>Partie en 20+5</u>			
Plancher corps creux 20+5	3,25	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²

Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	6,11	kN/m²
• <u>Partie en 30+5</u>			
Plancher corps creux 30+5	4,80	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	6,16	kN/m²
• <u>Partie en 25+5</u>			
Plancher corps creux 25+5	3,55	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	6,41	kN/m²
• <u>Partie en 35+5</u>			
Plancher corps creux 35+5	5,00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	6,36	kN/m²

Plancher Mezzanine:

• <u>Partie en dalle pleine 20</u>			
Plancher dalle pleine de 20 cm	5,00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	6,36	kN/m²

Plancher Haut Sous-sol:

• <u>Partie en 16+4</u>			
Plancher corps creux 16+4	2.85	kN/m ²

Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Total	4,21	kN/m²
• <u>Partie en 16+4</u>		
Plancher corps creux 16+4	2,85	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	5,71	kN/m²
• <u>Partie en 20+5</u>		
Plancher corps creux 20+5	3,25	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	6,11	kN/m²
• <u>Partie en 25+5</u>		
Plancher corps creux 25+5	3,55	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	6,41	kN/m²
• <u>Partie en 30+5</u>		
Plancher corps creux 30+5	4,80	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	7,66	kN/m²
• <u>Partie en 35+5</u>		

Plancher corps creux 35+5	5,00	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	7,86	kN/m²
• <u>Partie en dalle pleine de 15 cm</u>			
Plancher dalle pleine de 15 cm	2,65	kN/m ²
Carrelage GC + mortier de pose	1,00	kN/m ²
Enduit sous face	0,36	kN/m ²
Cloisonnement	1,50	kN/m ²
Total	5,51	kN/m²

ANNEXES 4.1 : Dimensionnement des poteaux

Rép.	Section	Section d'armatures m ²
P1	20x20	3,2
P2	20x25	3,6
P3	20x30	4
P4	20x35	4,4
P5	20x40	4,8
P6	20x45	5,2
P7	20x50	5,6
P8	20x55	6
P9	20x65	6,8
P10	20x70	7,2
P11	20x75	7,6
P12	20x80	8
P13	20x85	8,4
P14	20x100	9,6
P15	20x110	10,4
P16	25x25	4
P17	25x30	4,4

Rép.	Section	Section d'armatures m ²
P18	25x35	4,8
P19	25x40	5,2
P20	25x45	5,6
P21	25x50	6
P22	25x55	6,4
P23	25x60	6,8
P24	25x65	7,2
P25	25x70	7,6
P26	25x75	8
P27	25x80	8,4
P28	25x85	8,8
P29	25x90	9,2
P30	30x30	4,8
P32	30x40	5,6
P33	30x45	6
P34	30x50	6,4
P35	30x55	6,8

Rép.	Section	Section d'armatures m ²
P36	30x60	7,2
P37	30x65	7,6
P38	30x70	8
P39	30x75	8,4
P40	30x80	8,8
P41	30x85	9,2
P42	30x95	10
P43	35x40	6
P44	35x45	6,4
P46	35x55	7,2
P47	35x75	8,8
P48	35x80	9,2
P50	35x90	10
P51	35x95	10,4
P52	35x100	10,8
P53	40x40	6,4
P55	40x50	7,2

P56	40x55	7,6
P57	40x60	8
P60	40x85	10

P62	40x110	12
P64	45x70	9,2
P65	45x85	10,4

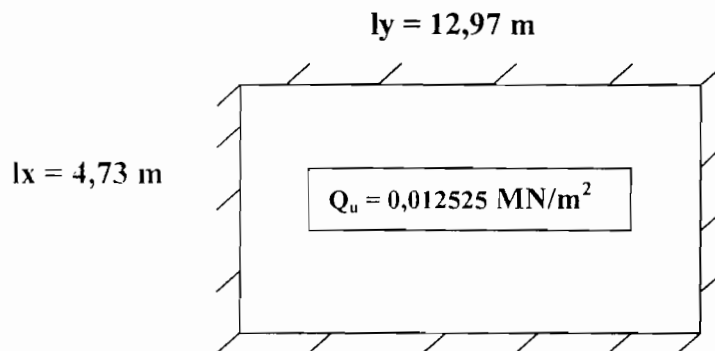
P66	45x90	10,8
P69	20x90	8,8
P70	20x95	9,2

Rép.	Section	Section d'armatures m ²
P71	30x100	10,4
P72	30x110	11,2
P73	35x105	11,2
P74	35x115	12
P75	Ø 25	3,14
P76	Ø 30	3,768
P77	Ø 35	4,396
P78	40x115	12,4
P79	Ø 40	5,024
P80	Ø 45	5,652
P81	45x110	12,4
P82	40x120	12,8
P83	50x50	8

Rép.	Section	Section d'armatures m ²
P84	Ø 60	7,536
P85	40x125	13,2
P86	65x115	14,4
P87	Ø 70	8,792
P88	50x90	11,2
P89	40x130	13,6
P90	Ø 65	8,164

ANNEXES 4.3 : Dimensionnement des planchers en dalle pleine**PLANCHER HAUT SOUS-SOL****Dalle pleine de 20**

Calcul de la dalle pleine de rive d'épaisseur 20 cm du plan de coffrage du plancher haut sous-sol : $b = 1\text{ m}$, h ou $d = 18\text{ cm}$.

**Détermination des moments :**

$\alpha = l_x/l_y = 4,73/12,97 = 0,365 < 0,4$ donc le panneau est calculé comme une poutre dans le sens de la petite portée. Les cas de charges et combinaisons d'actions à considérer restent identiques.

- Dalle unidirectionnelle:

$$\begin{aligned} \text{Panneau isostatique } M_0 &= P_u l_x^2 / 8 = (1,35g + 1,5 q) l_x^2 / 8 \\ &= ((1,35 \cdot 650) + (1,5 \cdot 250)) \cdot 4,73^2 / 8 \\ &= 3502,76 \text{ daNm/m} \end{aligned}$$

Moment en travée du panneau:

$$\text{On a } M_t = M_0 = 3502,76 \text{ daNm/m}$$

Moment aux appuis du panneau:

$$\text{On a } M_{\text{app}} = 0,3 M_0 = 0,3 \cdot 3502,76 = 1050,828 \text{ daNm/m}$$

Détermination des sections d'aciers :

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = M_t / (bd^2 f_{bu}) = 3502,76 \cdot 10^{-5} / (1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2) = 0,076 < \mu_{lu} \text{ donc pas}$$

d'armatures comprimées.

$$\text{Car } f_{bu} = 0,85 F_{cj} / \theta \gamma_b \text{ avec } F_{cj} = 25 \text{ Mpa}, \theta = 1, d = 0,9h \text{ et } \gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bu} = 14,20$$

Donc on a : $\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \cdot \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \cdot 0,076)^{1/2}) = 0,099 < 0,259$ donc on est au pivot A.

Section d'acier

$$A_{st} = [(0,8\alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,099 \times 1,00 \times 18 \times 14,2 \times 100) / (*434,78)]$$

$$A_{st} = 4,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = M_{app} / (bd^2 f_{bu}) = 1050,828 * 10^{-5} / (1 * 0,18^2 * 14,2) = 0,023 < \mu_{lu} \text{ donc pas}$$

d'armatures comprimées.

Car $f_{bu} = 0,85F_{cj} / \gamma_b$ avec $F_{cj} = 25 \text{ Mpa}$, $\theta = 1$, $d = 0,9h$ et $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bu} = 14,20$

Donc on a : $\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 * \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 * 0,023)^{1/2}) = 0,029 < 0,259$ donc on est au pivot A.

Section d'acier

$$A_{sapp} = [(0,8\alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,029 \times 1,00 \times 18 \times 14,2 \times 100) / (*434,78)]$$

$$A_{sapp} = 1,364 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armature d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

- La dalle est bétonnée sur toute sa hauteur sans reprise
- La contrainte tangente $\tau_u \leq 0,07 \cdot (f_{cj} / \gamma_b)$
- Les dispositions constructives sont respectées.

$$0,07 \cdot (f_{cj} / \gamma_b) = 0,07 \cdot (25 / 1,5) = 1,167 \text{ MPa}$$

En considérant une bande de 1 m de largeur,

❖ En travée :

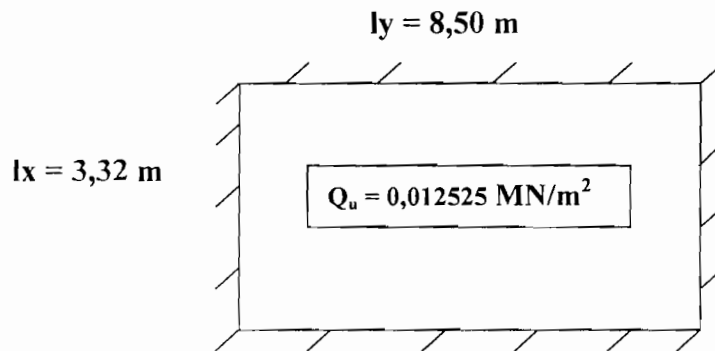
$$V_u = p_u \times l / 2 \text{ or } p_u = 3502,76 * 10^{-5} \text{ MN/m}^2 \text{ et } l = 4,73 \text{ m d'où } V_u = 0,083 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V_u / bd = 0,083 / (1,00 * 0,18) = 0,46 \text{ MPa} \leq 0,07 * (f_{cj} / \gamma_b)$$

En **annexe 3** sont illustrés les valeurs correspondant aux efforts internes ainsi que les sections d'aciers nécessaires dans chaque panneau et pour chaque niveau.

Dalle pleine de 20

Calcul de la dalle pleine de rive d'épaisseur 20 cm du plan de coffrage du plancher haut sous-sol : b = 1m, h ou d = 18 cm.



Détermination des moments :

$\alpha = l_x/l_y = 4,73/12,97 = 0,365 < 0,4$ donc le panneau est calculé comme une poutre dans le sens de la petite portée. Les cas de charges et combinaisons d'actions à considérer restent identiques.

- Dalle unidirectionnelle:

$$\begin{aligned} \text{Panneau isostatique } M_0 &= Pu l_x^2 / 8 = (1,35g + 1,5 q) l_x^2 / 8 \\ &= ((1,35 \cdot 650) + (1,5 \cdot 250)) \cdot 3,32^2 / 8 \\ &= 1704,012 \text{ daNm/m} \end{aligned}$$

Moment en travée du panneau:

On a $M_l = M_0 = 1704,012 \text{ daNm/m}$

Moment aux appuis du panneau:

On a $M_{app} = 0,3 M_0 = 0,3 \cdot 1704,012 = 511,20 \text{ daNm/m}$

Détermination des sections d'aciers :

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = M_l / (bd^2 f_{bu}) = 1704,012 \cdot 10^{-5} / (1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2) = 0,037 < \mu_{lu} \text{ donc pas d'armatures comprimées.}$$

Car $f_{bu} = 0,85 F_{cj} / \theta \gamma_b$ avec $F_{cj} = 25 \text{ Mpa}$, $\theta = 1$, $d = 0,9h$ et $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bu} = 14,20$

Donc on a : $\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \cdot \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \cdot 0,037)^{1/2}) = 0,047 < 0,259$ donc on est au pivot A.

Section d'acier

$$A_{st} = [(0,8 \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,047 \times 1,00 \times 18 \times 14,2 \times 100) / (434,78)]$$

$$A_{st} = 2,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = M_{app} / (bd^2 f_{bu}) = 511,20 * 10^{-5} / (1 * 0,18^2 * 14,2) = 0,012 < \mu_u \text{ donc pas}$$

d'armatures comprimées.

Car $f_{bu} = 0,85F_{cj}/\theta\gamma_b$ avec $F_{cj} = 25 \text{ Mpa}$, $\theta = 1$, $d = 0,9h$ et $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bu} = 14,20$

Donc on a : $\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2*\mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2*0,012)^{1/2}) = 0,0151 < 0,259$ donc on est au pivot A.

Section d'acier

$$A_{sapp} = [(0,8\alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 \times 0,0151 \times 1,00 \times 18 \times 14,2 \times 100) / (*434,78)]$$

$$A_{sapp} = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armature d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

- La dalle est bétonnée sur toute sa hauteur sans reprise
- La contrainte tangente $\tau_u \leq 0,07 \cdot (f_{cj} / \gamma_b)$
- Les dispositions constructives sont respectées.

$$0,07 \cdot (f_{cj} / \gamma_b) = 0,07 \cdot (25/1,5) = 1,167 \text{ MPa}$$

En considérant une bande de 1 m de largeur,

❖ En travée :

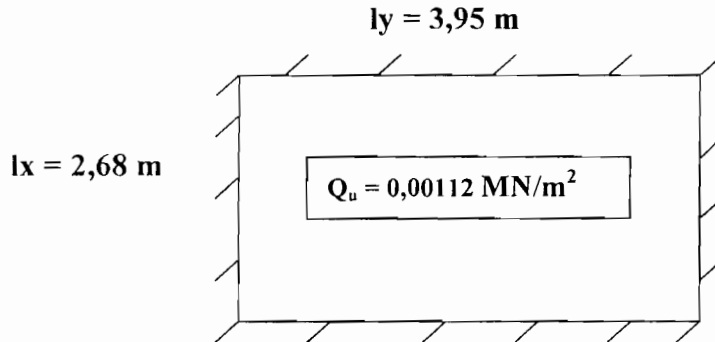
$$V_u = p_u \times l / 2 \text{ or } p_u = 1704,012 * 10^{-5} \text{ MN/m}^2 \text{ et } l = 4,73 \text{ m d'où } V_u = 0,0283 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V_u / bd = 0,0283 / (1,00 * 0,18) = 0,158 \text{ MPa} \leq 0,07 * (f_{cj} / \gamma_b)$$

En **annexe 3** sont illustrés les valeurs correspondant aux efforts internes ainsi que les sections d'aciers nécessaires dans chaque panneau et pour chaque niveau.

Dalle pleine de 15

Calcul de la dalle pleine de rive d'épaisseur 15 cm du plan de coffrage du plancher haut sous-sol : $b = 1\text{m}$, $h = 13,5\text{ cm}$.



Détermination des moments :

$\alpha = l_x/l_y = 2,68 / 3,95 = 0,67 > 0,4$ donc le panneau calculé porte dans les deux sens.

Les cas de charges et combinaisons d'actions à considérer restent identiques :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 * 5,51 + 1,5 * 2,5 = 0,00112 \text{ MN/m}^2$$

- Dalle bidirectionnelle:

$$\begin{aligned} M_0 &= P_u l_x^2 = (1,35g + 1,5 q) l_x^2 \\ &= ((1,35 * 551) + (1,5 * 250)) * 2,68^2 \\ &= 8036,02824 \text{ daNm/m} \end{aligned}$$

Pour $\alpha = 0,67$ et $\nu = 0$ (ELU) nous avons $\mu_x = 0,0720$ et $\mu_y = 0,395$ selon l'annexe E3 des règles B.A.E.L.

$$M_x = \mu_x M_0 = 0,0720 \times 8036,02824 * 10^{-5} = 0,0058 \text{ MN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,395 \times 0,0058 = 0,00229 \text{ MN.m}$$

- Moments en travée :

$$M_{lx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 0,0058 = 0,00493 \text{ MN.m}$$

$$M_{ly} = 0,85 \times M_y = 0,0042 \text{ MN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 0,0058 = 0,00174 \text{ MN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 0,00229 = 0,000687 \text{ MN.m}$$

Calcul des $\mu_{bu} = M / (bd^2 f_{bu})$ pour tout les moments

$$\mu_{bu} = M_{lx} / (bd^2 f_{bu}) = 0,00493 / (1 * 0,13^2 * 14,2) = 0,0205 \Rightarrow$$

$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 * \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 * 0,0205)^{1/2}) = 0,026 < 0,259$ donc on est au pivot A.

$$\mu_{bu} = M_{ly} / (bd^2 f_{bu}) = 0,0042 / (1 * 0,13^2 * 14,2) = 0,0175 \Rightarrow$$

$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 * \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 * 0,0175)^{1/2}) = 0,022 < 0,259$ donc on est au pivot A.

$$\mu_{bu} = M_{ax} / (bd^2 f_{bu}) = 0,00174 / (1 * 0,13^2 * 14,2) = 0,00725 \Rightarrow$$

$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 * \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 * 0,00725)^{1/2}) = 0,00909 < 0,259$ donc on est au pivot A.

$$\mu_{bu} = M_{ay} / (bd^2 f_{bu}) = 0,000687 / (1 * 0,13^2 * 14,2) = 0,0029 \Rightarrow$$

$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 * \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 * 0,0029)^{1/2}) = 0,00363 < 0,259$ donc on est au pivot A.

➤ Section d'acier en travée

Suivant le sens de la petite portée :

$$A_{stx} = [(0,8 * \alpha * b * d * f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 * 0,026 * 100 * 13 * 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{stx} = 0,88 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Suivant le sens de la grande portée :

$$A_{sty} = [(0,8 * \alpha * b * d * f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 * 0,022 * 100 * 13 * 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{sty} = 0,75 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ Section d'acier sur appuis

Les moments sur appuis suivant les deux directions:

$$M_{ax} = 0,00174 \text{ MN.m}$$

$$A_{sax} = [(0,8 * \alpha * b * d * f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 * 0,00909 * 100 * 13 * 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{sax} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{ay} = 0,000687 \text{ MN.m}$$

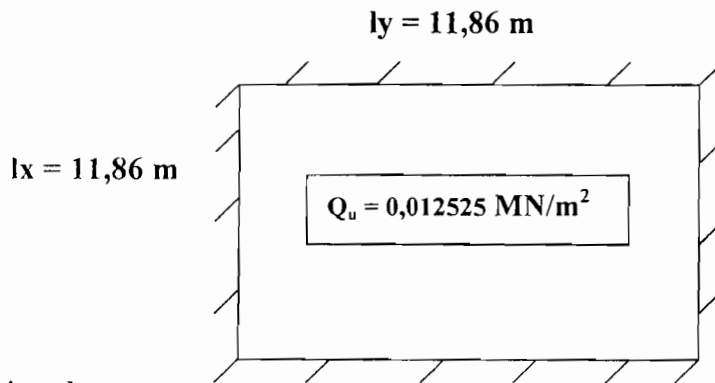
$$A_{say} = [(0,8 * \alpha * b * d * f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 * 0,00363 * 100 * 13 * 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{say} = 0,123 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

PLANCHER HAUT 6^{ème} et 7^{ème} ETAGE

Dalle pleine de 20 du local de la piscine

Calcul de la dalle pleine de rive d'épaisseur 20 cm du plan de coffrage du plancher haut 6^{ème} et 7^{ème} étage : **b = 1m, h ou d = 18 cm.**



Détermination des moments :

$\alpha = l_x/l_y = 11,86 / 11,86 = 1 > 0,4$ donc le panneau calculé porte dans les deux sens.

Les cas de charges et combinaisons d'actions à considérer restent identiques :

- Dalle bidirectionnelle:

$$\begin{aligned} \text{Panneau isostatique } M_0 &= P_u l_x^2 = (1,35g + 1,5 q) l_x^2 \\ &= ((1,35 \cdot 650) + (1,5 \cdot 500)) \cdot 11,86^2 \\ &= 228923,50 \text{ daNm/m} \end{aligned}$$

Pour $\alpha = 0,67$ et $\nu = 0$ (ELU) nous avons $\mu_x = 0,0368$ et $\mu_y = 1$ selon l'annexe E3 des règles B.A.E.L.

$$M_x = \mu_x M_0 = 0,0368 \times 228923,50 \cdot 10^{-5} = 0,0842 \text{ MN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 1 \times 0,0842 = 0,0842 \text{ MN.m}$$

- Moments en travée :

$$M_{lx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 0,0842 = 0,072 \text{ MN.m} = M_{ly}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = M_{ay} = 0,3 \times 0,072 = 0,036 \text{ MN.m}$$

Calcul des $\mu_{bu} = M / (bd^2 f_{bu})$ pour tout les moments

$$\mu_{bu} = M_{l_{x,y}} / (bd^2 f_{bu}) = 0,072 / (1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2) = 0,156 \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \cdot \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \cdot 0,156)^{1/2}) = 0,213 < 0,259 \text{ donc on est au pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = M_{a_{x,y}} / (bd^2 f_{bu}) = 0,036 / (1 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2) = 0,0782 \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \cdot \mu_{bu})^{1/2}) = 1,25 (1 - (1 - 2 \cdot 0,0782)^{1/2}) = 0,195 < 0,259 \text{ donc on est au pivot A.}$$

➤ **Section d'acier en travée dans les deux sens**

$$A_{stx,y} = [(0,8 * \alpha * b * d * f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 * 0,213 * 100 * 13 * 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{stx} = 7,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ **Section d'acier sur appuis dans les deux sens**

Les moments sur appuis suivant les deux directions sont identiques : $M_{ax} = M_{ay}$

$$A_{sax} = A_{say} = [(0,8 * \alpha * b * d * f_{bu}) / (\sigma_s)] = [(0,8 * 0,195 * 100 * 13 * 14,2) / (434,78)]$$

$$A_{sax} = A_{say} = 6,624 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

ANNEXES 4.4 : Dimensionnement des planchers en corps creux

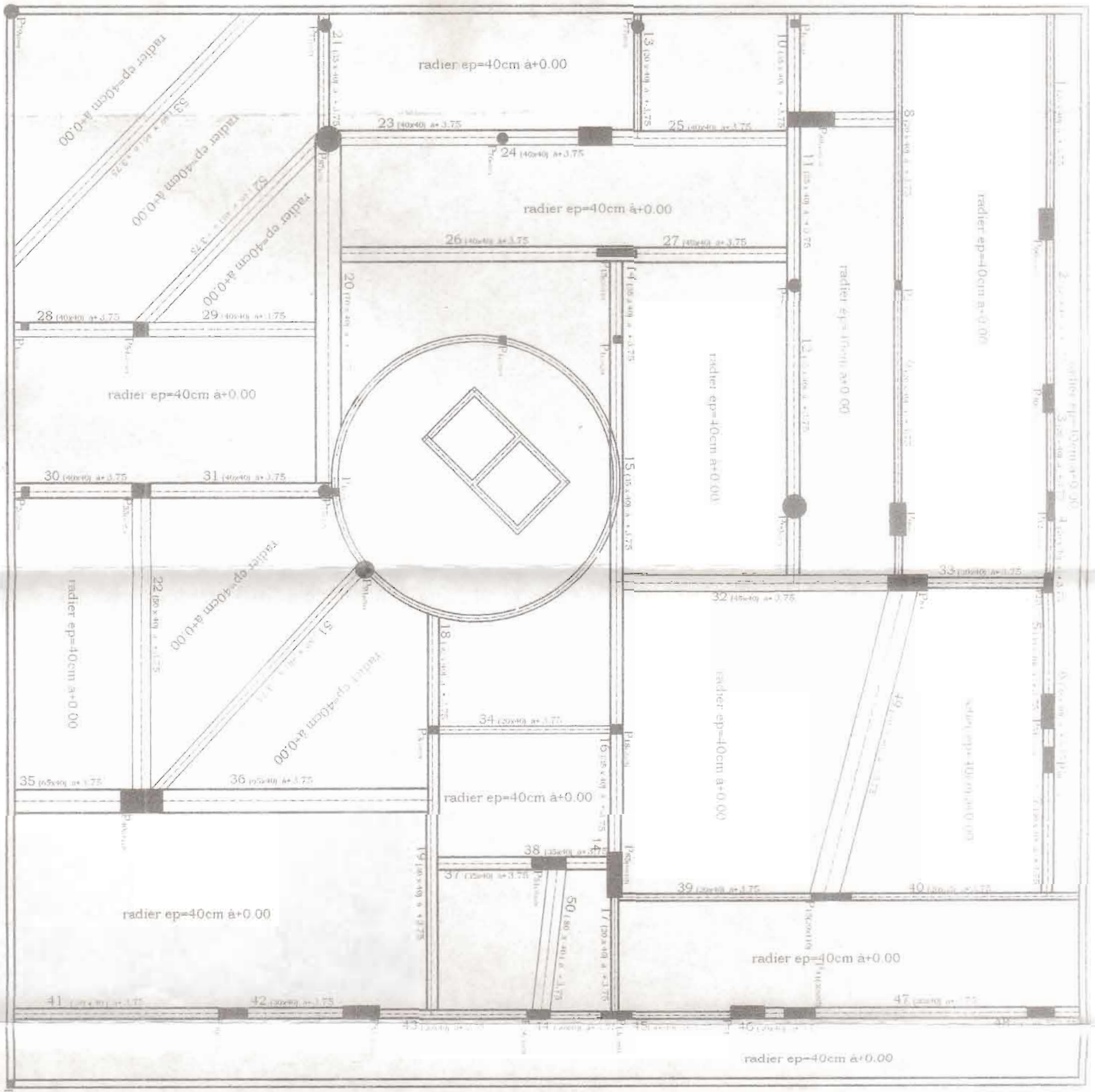
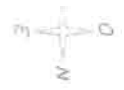
N°	type de plancher (cm)	G (dan/m2)	Q (dan)	L (m)	PU (dan/ml)	MU (dan.m)	H (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α	AS
N1	30+5	766	250	6,82	845,46	4915,55	30	27	0,000791416	0,000989661	4,1868824
N2	16+4	571	250	3,92	687,51	1320,57	16	14	0,000747475	0,000934693	2,1089769
N3	16+4	513	400	2,7	775,53	706,70	16	14	0,000400011	0,000500113	1,1284213
N4	20+5	490	400	4,76	756,90	2143,69	20	18	0,000776565	0,000971083	2,7388572
N5	20+5	490	400	4,38	756,90	1815,08	20	18	0,000657525	0,000822176	2,3188776
N6	20+5	654	400	5,22	889,74	3030,50	20	18	0,001097816	0,001373024	3,8724958
N7	16+4	522	400	2,05	782,82	411,23	16	14	0,000232764	0,000290988	0,6565661
N8	16+4	674	400	3,4	905,94	1309,08	16	14	0,000740974	0,00092656	2,0906268
N9	16+4	677	400	3,25	908,37	1199,33	16	14	0,000678852	0,000848853	1,9152931
N10	16+4	420	400	3,25	700,20	924,48	16	14	0,00052328	0,000654271	1,4762529
N11	25+5	632	400	5,8	871,92	3666,42	25	23	0,000850037	0,001062999	3,7476202
N12	16+4	675	400	3,24	906,75	1189,84	16	14	0,000673477	0,00084213	1,900125
N13	16+4	420	400	3,24	700,20	918,80	16	14	0,000520065	0,00065025	1,4671799
N14	16+4	420	400	2,16	700,20	408,36	16	14	0,00023114	0,000288958	0,6519857
N15	16+4	420	400	2,82	700,20	696,03	16	14	0,000393972	0,000492563	1,1113841
N16	16+4	420	400	1,96	700,20	336,24	16	14	0,000190318	0,00023792	0,5368264
N17	16+4	420	400	2,07	700,20	375,04	16	14	0,00021228	0,000265378	0,5987798
N18	16+4	420	400	4,44	700,20	1725,43	16	14	0,000976638	0,001221394	2,7558688
N19	16+4	599	400	1,63	845,19	280,70	16	14	0,000158882	0,000198618	0,4481489
N20	35+5	722	400	8,47	944,82	8472,78	35	32	0,001002225	0,00125341	6,186484
N21	16+4	420	400	1,72	700,20	258,93	16	14	0,000146563	0,000183217	0,4133987
N22	16+4	420	400	1,72	700,20	258,93	16	14	0,000146563	0,000183217	0,4133987
N23	25+5	596	400	6,27	842,76	4141,42	25	23	0,000960162	0,001200779	4,2333666
N24	25+5	820	400	6,27	1024,20	5033,03	25	23	0,001166877	0,001459449	5,1453118
N25	16+4	420	400	3,93	700,20	1351,81	16	14	0,000765161	0,000956817	2,158896
N26	16+4	494	400	3,3	760,14	1034,74	16	14	0,000585689	0,000732325	1,6523687

N27	16+4	711	400	3,14	935,91	1153,46	16	14	0,000652888	0,000816377	1,8420164
N28	16+4	451	400	4,99	725,31	2257,54	16	14	0,001277821	0,001598299	3,606291
N29	16+4	606	400	3,72	850,86	1471,82	16	14	0,000833085	0,001041791	2,3506245
N30	16+4	420	400	1,68	700,20	247,03	16	14	0,000139825	0,000174794	0,3943931
N31	35+5	650	400	8,5	886,50	8006,20	35	32	0,000947035	0,001184354	5,845647
N32	16+4	420	400	3,32	700,20	964,74	16	14	0,000546064	0,000682767	1,5405477
N33	16+4	420	400	3,31	700,20	958,93	16	14	0,00054278	0,000678659	1,5312788
N34	16+4	420	400	1,3	700,20	147,92	16	14	8,37248E-05	0,00010466	0,2361485
N35	16+4	420	400	3,47	700,20	1053,88	16	14	0,000596522	0,000745875	1,6829411
N36	16+4	420	400	1,61	700,20	226,87	16	14	0,000128416	0,00016053	0,3622096
N37	16+4	420	400	1,5	700,20	196,93	16	14	0,000111468	0,000139343	0,3144033
N38	25+5	909	400	5,01	1096,29	3439,62	25	23	0,000797455	0,000997217	3,5157049
N39	20+5	838	400	5,01	1038,78	3259,19	20	18	0,001180659	0,001476696	4,1648934
N40	25+5	878	400	5,92	1071,18	4692,63	25	23	0,001087956	0,001360685	4,7971196
N41	16+4	946	400	2,85	1126,26	1143,51	16	14	0,000647253	0,000809328	1,8261114
N42	25+5	628	400	5,76	868,68	3602,59	25	23	0,000835238	0,001044484	3,6823453
N43	25+5	750	400	5,79	967,50	4054,32	25	23	0,000939969	0,001175514	4,1442944
N44	16+4	420	400	3,08	700,20	830,30	16	14	0,000469969	0,000587599	1,3258179
N45	30+5	636	400	6,83	875,16	5103,16	30	27	0,000821621	0,001027449	4,3467472
N46	25+5	730	400	6,19	951,30	4556,26	25	23	0,001056341	0,001321125	4,6576473
N47	35+5	841	400	7,33	1041,21	6992,88	35	32	0,000827172	0,001034392	5,1054757
N48	16+4	420	400	2,01	700,20	353,61	16	14	0,000200152	0,000250215	0,5645676
N49	30+5	945	400	6,94	1125,45	6775,72	30	27	0,001090908	0,001364379	5,7721714
N50	35+5	802	400	9,36	1009,62	11056,55	35	32	0,001307853	0,001635887	8,0742859
N51	35+5	650	400	8,5	886,50	8006,20	35	32	0,000947035	0,001184354	5,845647
N52	16+4	736	400	3,35	956,16	1341,31	16	14	0,000759216	0,000949381	2,1421181
N53	16+4	420	400	3,31	700,20	958,93	16	14	0,00054278	0,000678659	1,5312788
N54	16+4	420	400	1,61	700,20	226,87	16	14	0,000128416	0,00016053	0,3622096
N55	30+5	636	400	6,7	875,16	4910,74	30	27	0,000790642	0,000988694	4,1827879

N56	16+4	420	400	2	700,20	350,10	16	14	0,000198165	0,000247731	0,5589634
N57	16+4	420	400	4,3	700,20	1618,34	16	14	0,000916019	0,001145549	2,5847368
N58	16+4	1121	400	2,55	1268,01	1030,65	16	14	0,000583376	0,000729433	1,6458416
N59	16+4	651	400	4,3	887,31	2050,80	16	14	0,001160801	0,001451844	3,2758412
N60	16+4	618	400	5,35	860,58	3078,99	16	14	0,001742787	0,002180385	4,9196705
N61	35+5	852	400	8,11	1050,12	8633,57	35	32	0,001021245	0,001277209	6,3039502
N62	35+5	863	400	7,87	1059,03	8199,13	35	32	0,000969856	0,001212908	5,9865785
N63	16+4	420	400	2	700,20	350,10	16	14	0,000198165	0,000247731	0,5589634
N64	35+5	758	100	8,5	703,98	6357,82	35	32	0,000752051	0,000940418	4,6416434
N65	16+4	543	100	3,45	529,83	788,29	16	14	0,00044619	0,000557862	1,2587223
N66	16+4	543	100	3,32	529,83	730,00	16	14	0,000413198	0,000516604	1,16563
N67	30+5	738	100	6,75	687,78	3917,12	30	27	0,000630667	0,000788582	3,3361924
N68	16+4	420	400	2	700,20	350,10	16	14	0,000198165	0,000247731	0,5589634
N69	16+4	420	400	3,85	700,20	1297,34	16	14	0,000734326	0,000918245	2,0718646
N70	16+4	850	400	2,62	1048,50	899,67	16	14	0,000509233	0,000636703	1,4366134
N71	16+4	651	400	4,45	887,31	2196,37	16	14	0,0012432	0,001554967	3,5085193
N72	16+4	618	400	5,45	860,58	3195,17	16	14	0,001808547	0,002262731	5,1054705
N73	30+5	883	400	5,82	1075,23	4552,58	30	27	0,000732977	0,000916557	3,8776052
N74	35+5	853	400	8	1050,93	8407,44	35	32	0,000994496	0,001243739	6,1387519
N75	35+5	852	400	8,11	1050,12	8633,57	35	32	0,001021245	0,001277209	6,3039502
N76	35+5	863	400	7,87	1059,03	8199,13	35	32	0,000969856	0,001212908	5,9865785
N77	16+4	420	400	2	700,20	350,10	16	14	0,000198165	0,000247731	0,5589634
N78	16+4	420	400	2	700,20	350,10	16	14	0,000198165	0,000247731	0,5589634
N79	16+4	420	400	3,85	700,20	1297,34	16	14	0,000734326	0,000918245	2,0718646
N80	16+4	850	400	2,62	1048,50	899,67	16	14	0,000509233	0,000636703	1,4366134
N81	16+4	651	400	4,45	887,31	2196,37	16	14	0,0012432	0,001554967	3,5085193
N82	16+4	618	400	5,45	860,58	3195,17	16	14	0,001808547	0,002262731	5,1054705
N83	30+5	883	400	6,81	1075,23	6233,12	30	27	0,001003549	0,001255066	5,3097084
N84	35+5	853	400	8	1050,93	8407,44	35	32	0,000994496	0,001243739	6,1387519

N85	35+5	852	400	8,11	1050,12	8633,57	35	32	0,001021245	0,001277209	6,3039502
N86	35+5	863	400	7,77	1059,03	7992,09	35	32	0,000945365	0,001182266	5,8353369
N87	16+4	420	400	2,01	700,20	353,61	16	14	0,000200152	0,000250215	0,5645676
N88	16+4	420	400	2	700,20	350,10	16	14	0,000198165	0,000247731	0,5589634
N89	16+4	420	400	3,8	700,20	1263,86	16	14	0,000715377	0,000894541	2,0183803
N90	30+5	883	400	6,81	1075,23	6233,12	30	27	0,001003549	0,001255066	5,3097084
N91	35+5	853	400	8	1050,93	8407,44	35	32	0,000994496	0,001243739	6,1387519
N92	35+5	852	100	8,11	780,12	6413,77	35	32	0,000758669	0,000948696	4,682504
N93	35+5	863	400	7,77	1059,03	7992,09	35	32	0,000945365	0,001182266	5,8353369
N94	16+4	420	400	2,01	700,20	353,61	16	14	0,000200152	0,000250215	0,5645676
N95	16+4	420	400	2	700,20	350,10	16	14	0,000198165	0,000247731	0,5589634
N96	16+4	420	400	3,8	700,20	1263,86	16	14	0,000715377	0,000894541	2,0183803
N97	30+5	883	400	6,81	1075,23	6233,12	30	27	0,001003549	0,001255066	5,3097084
N98	35+5	853	100	8	780,93	6247,44	35	32	0,000738995	0,000924085	4,5610291
N99	35+5	758	100	8,11	703,98	5787,78	36	32	0,000647116	0,000809157	4,1078858
N100	16+4	543	100	1,96	529,83	254,42	37	33	2,69296E-05	3,36625E-05	0,1756431
N101	16+4	543	100	3,8	529,83	956,34	38	34	9,5967E-05	0,000119965	0,6428642
N102	16+4	543	100	1,96	529,83	254,42	39	35	2,42385E-05	3,02984E-05	0,1666355
N103	30+5	738	100	6,81	687,78	3987,07	40	36	0,000361085	0,000451437	2,5464811

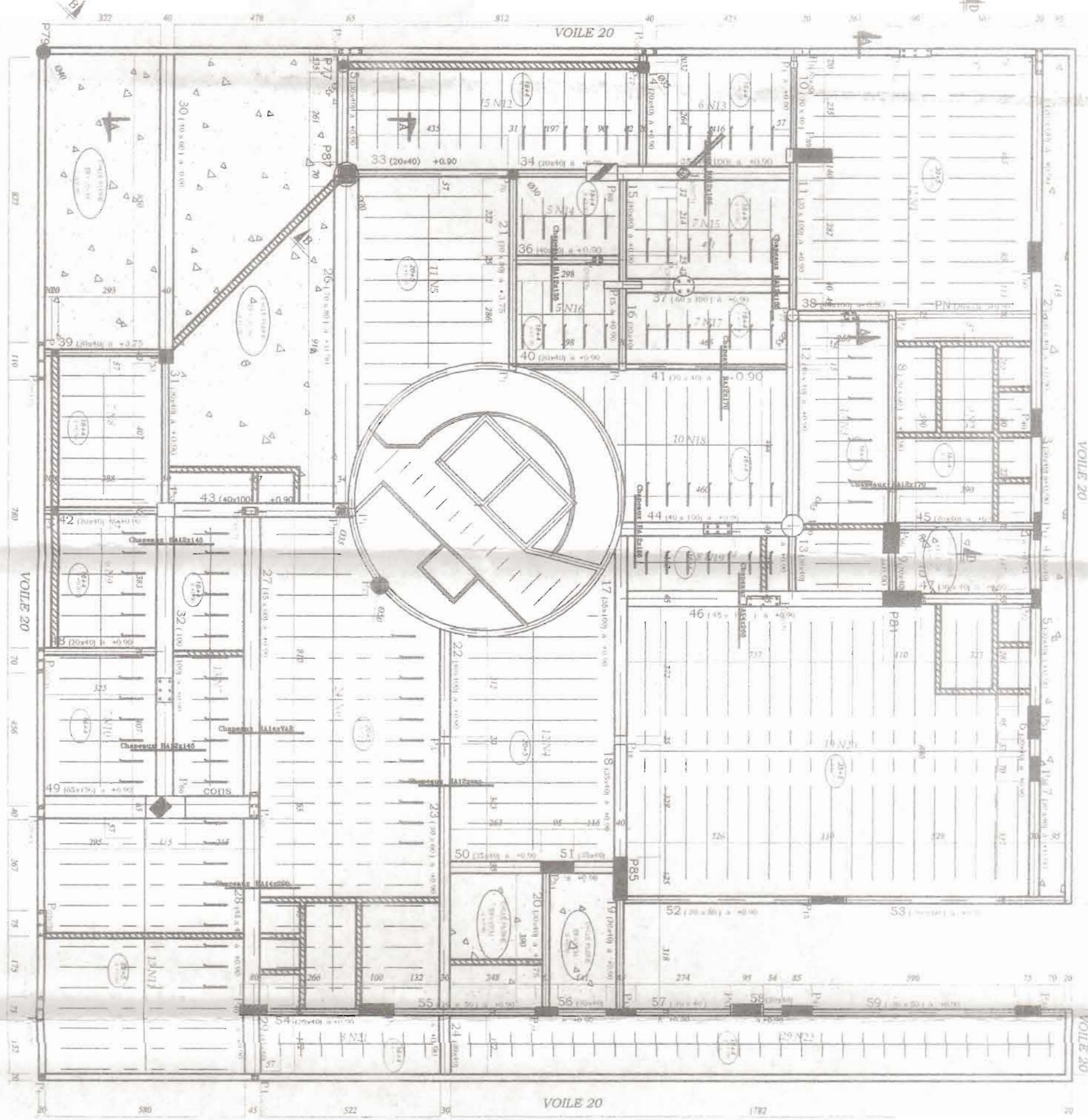
ANNEXES 4.5 : Plans de ferrailage, coffrage et divers détails



PLAN DE COFFRAGE DU RADIER



PLAN DE COFFRAGE PH SOUS SOL



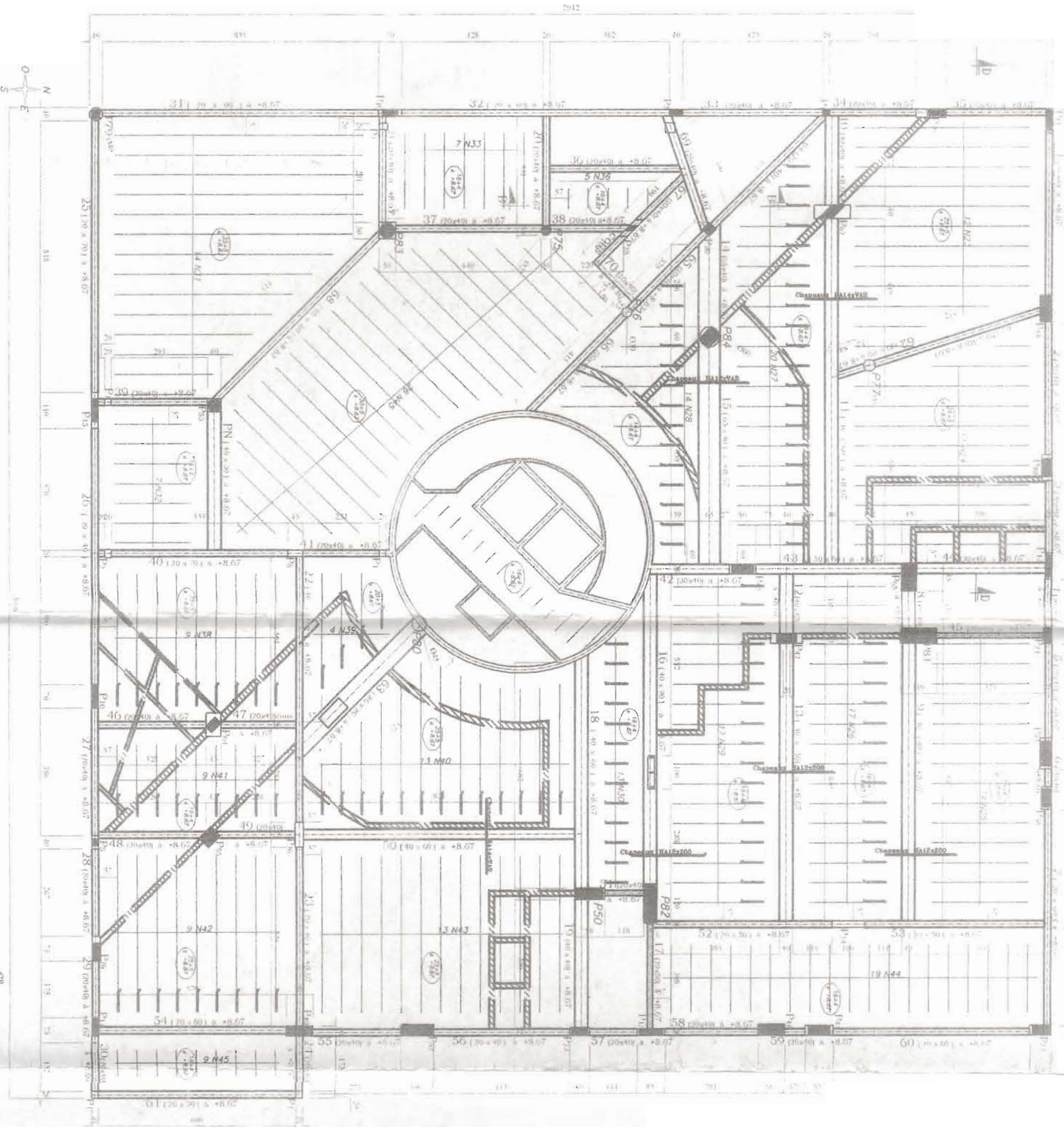
VOILE 20

VOILE 20

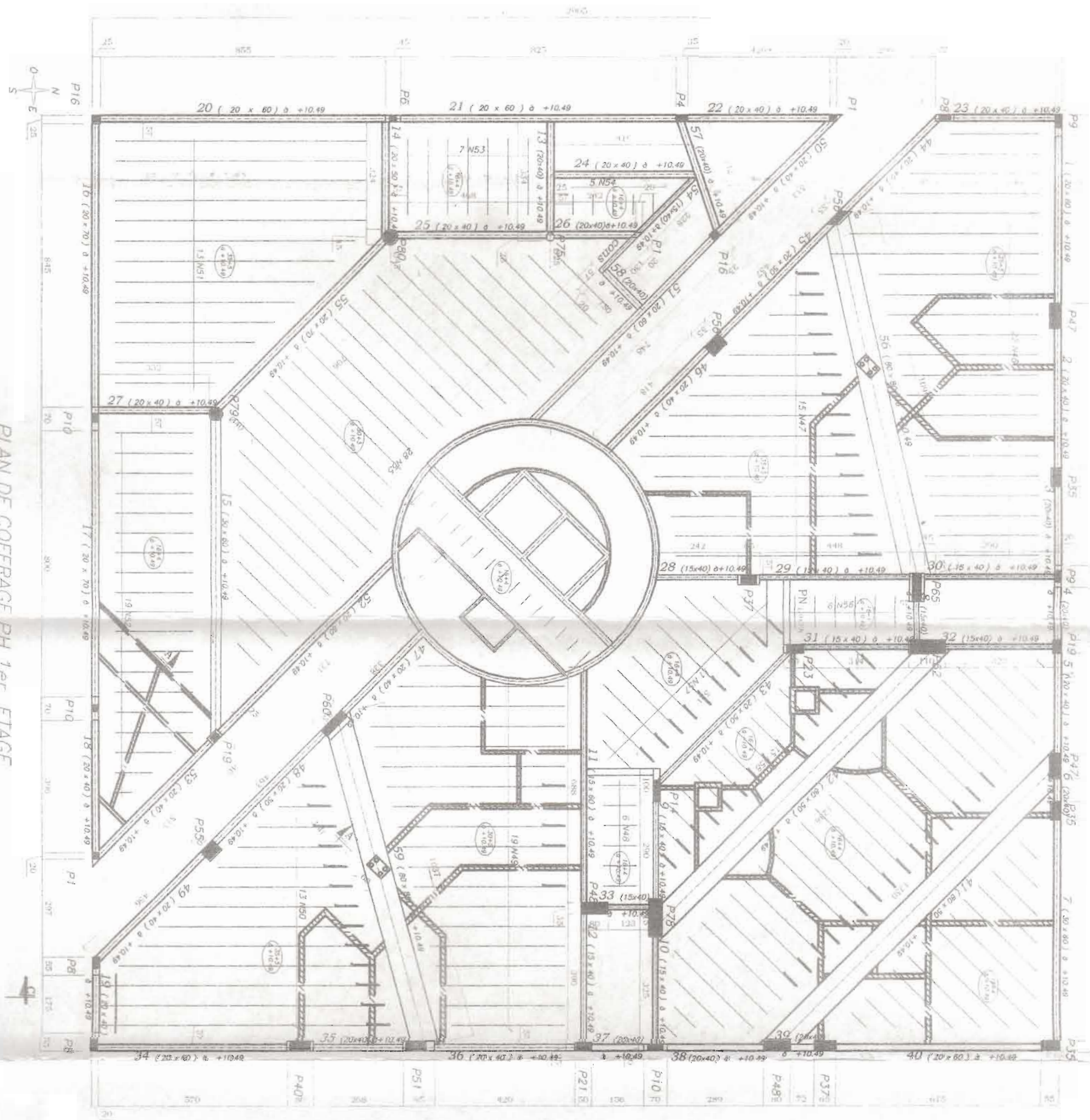
VOILE 20

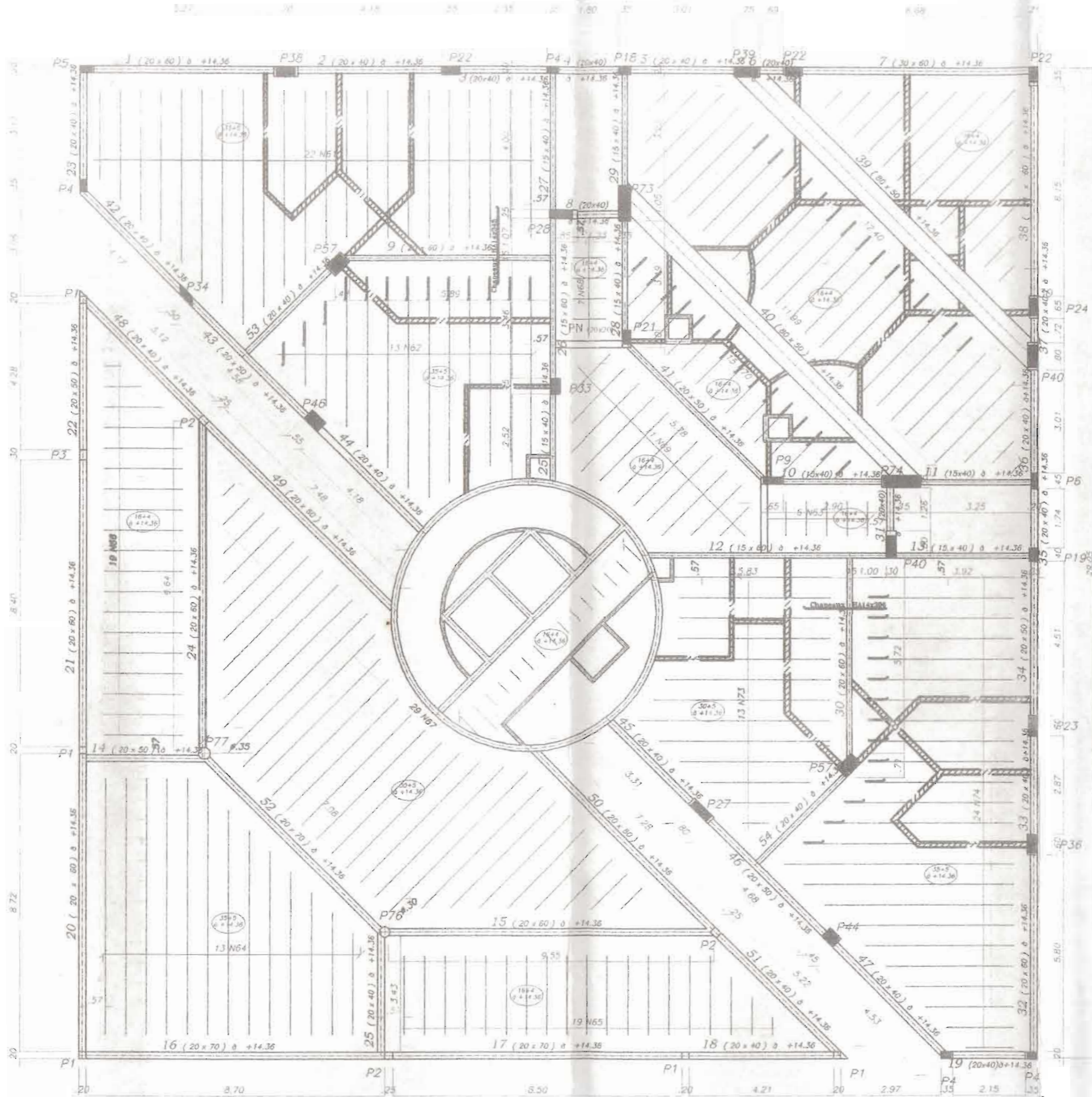
VOILE 20

PLAN DE COFFRAGE PH REZ DE CHAUSSEE

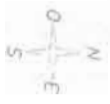


PLAN DE COFFRAGE PH 1er ETAGE

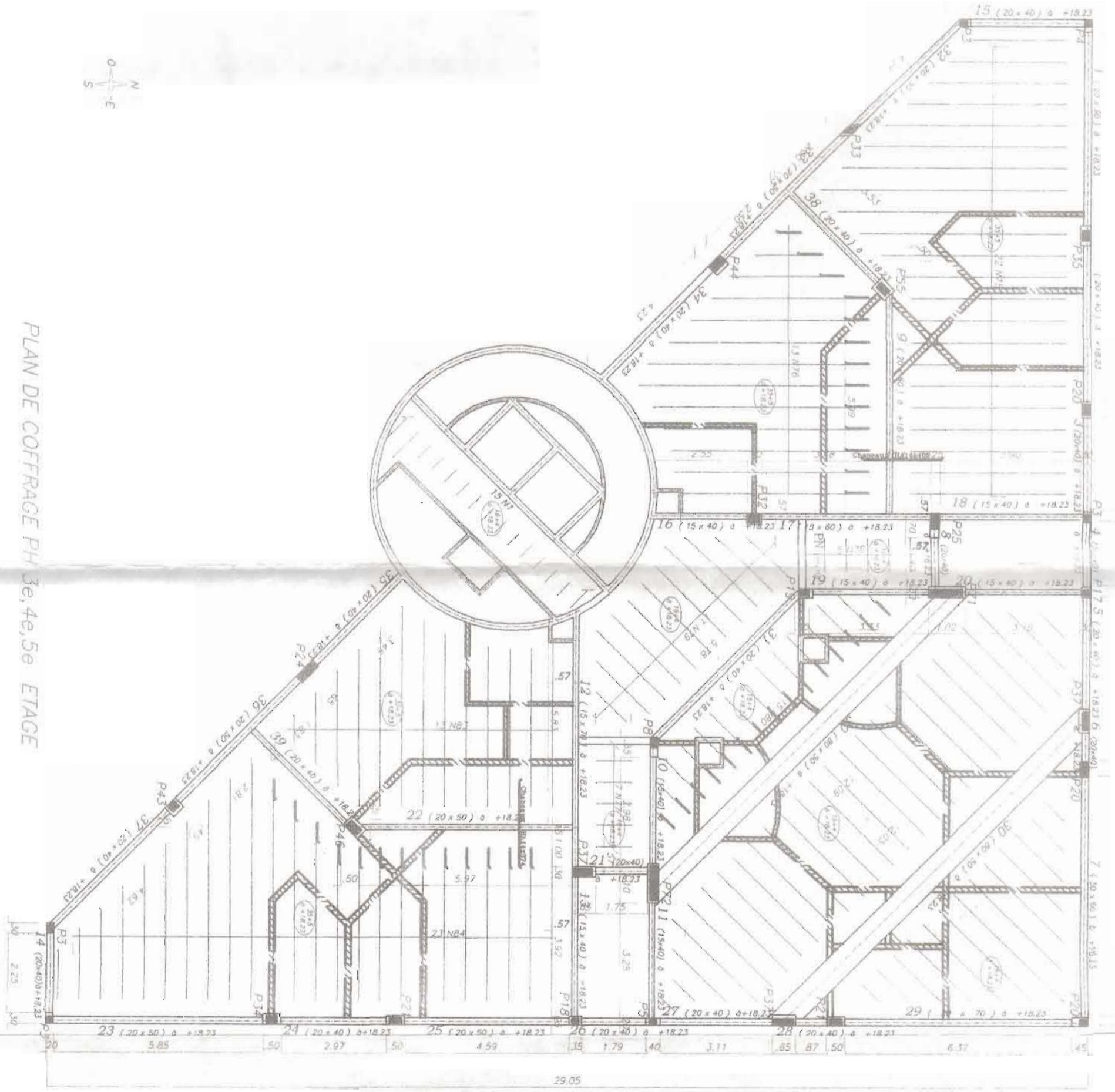




PLAN DE COFFRAGE PH 2e ETAGE

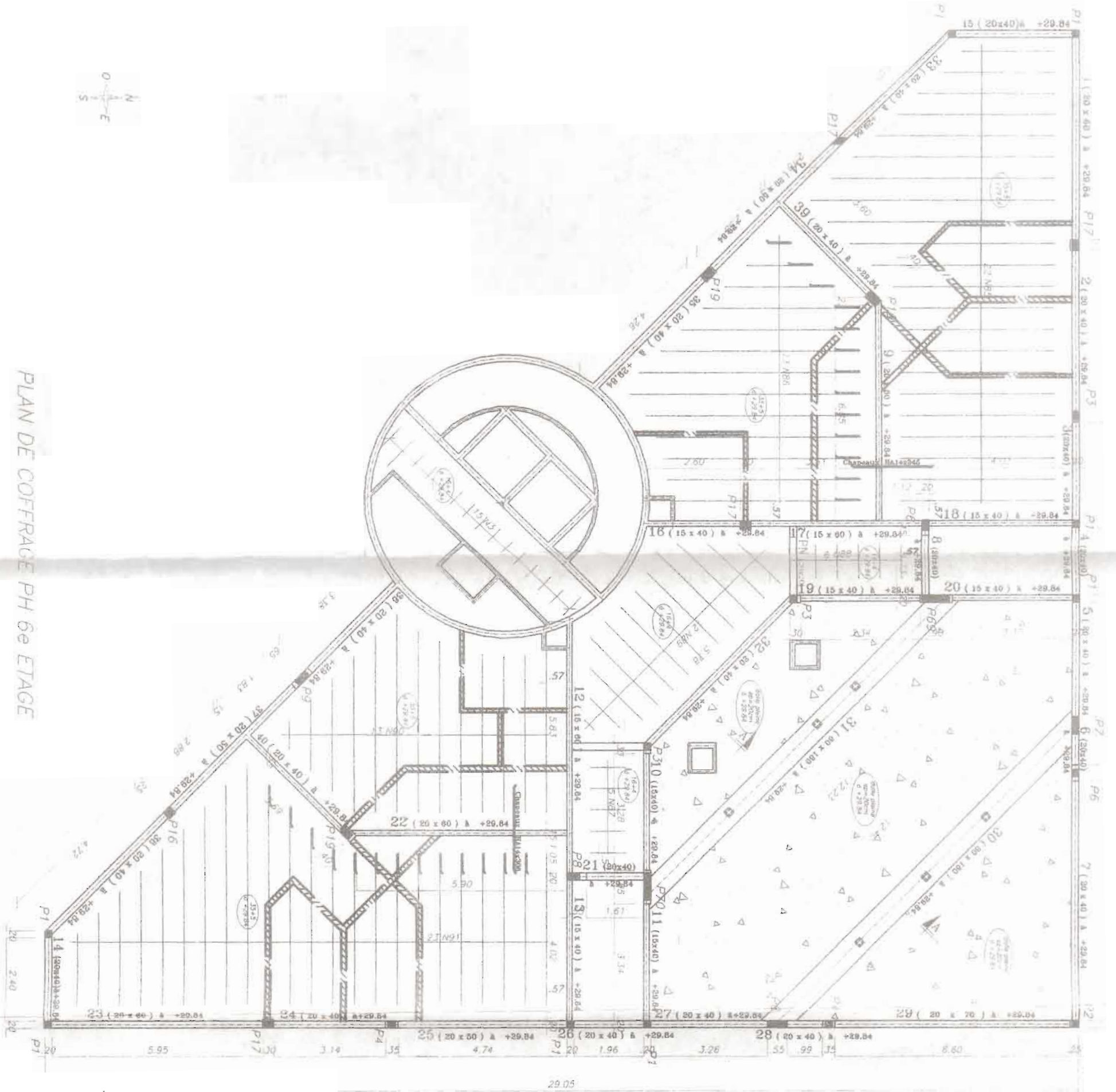


PLAN DE COFFRAGE PH 3e, 4e, 5e ETAGE

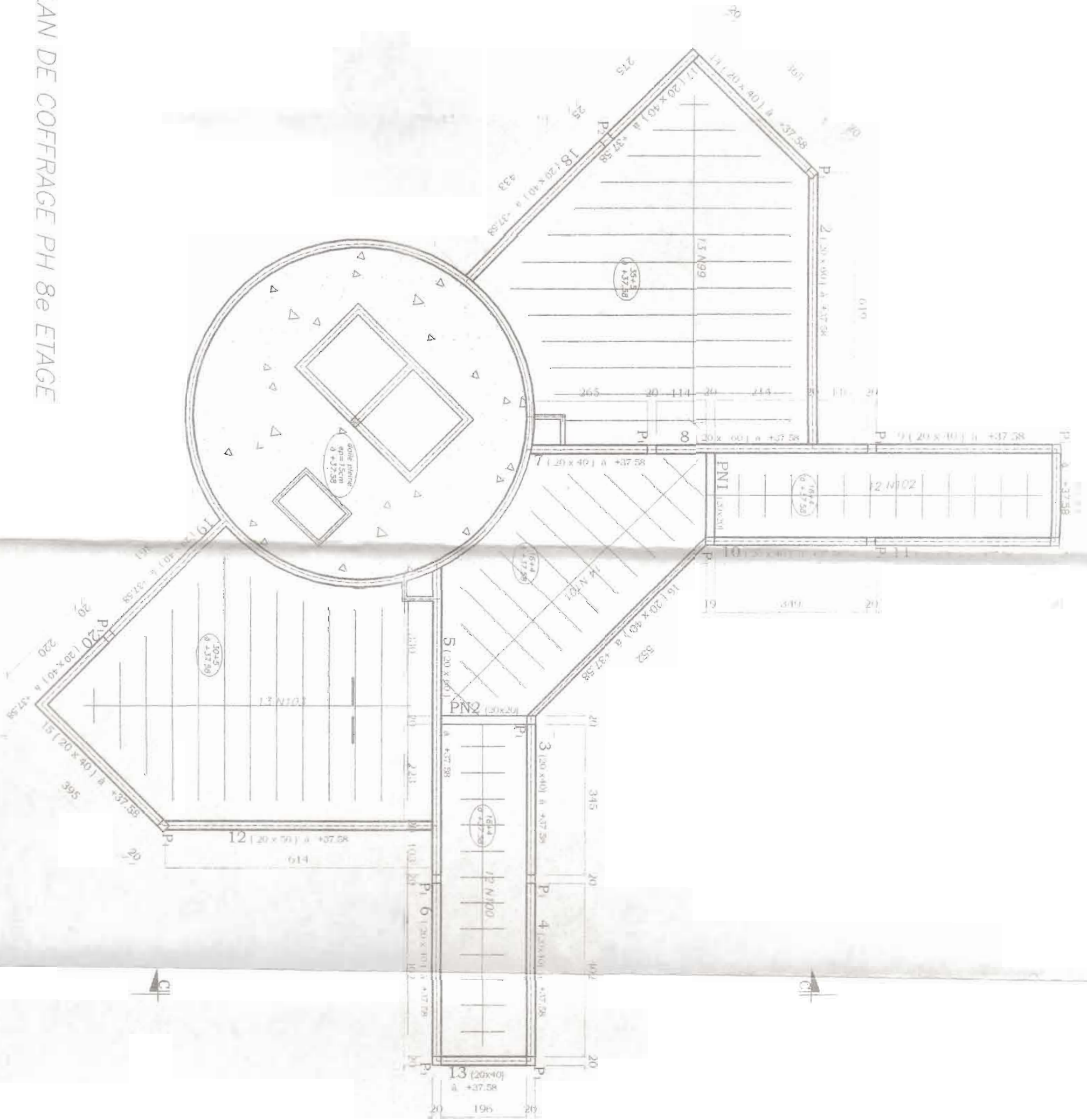


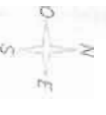


PLAN DE COFFRAGE PH 6e ETAGE

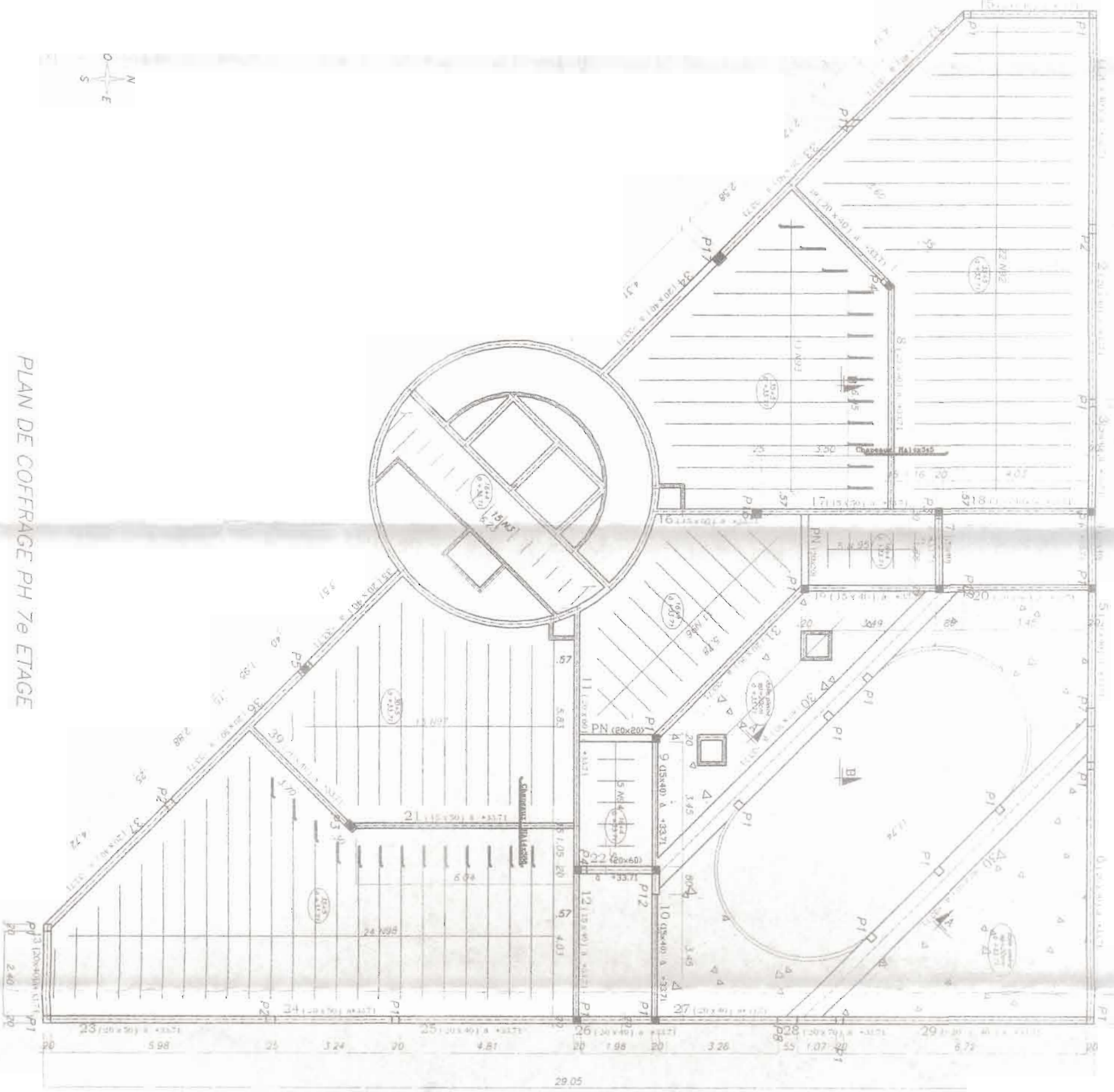


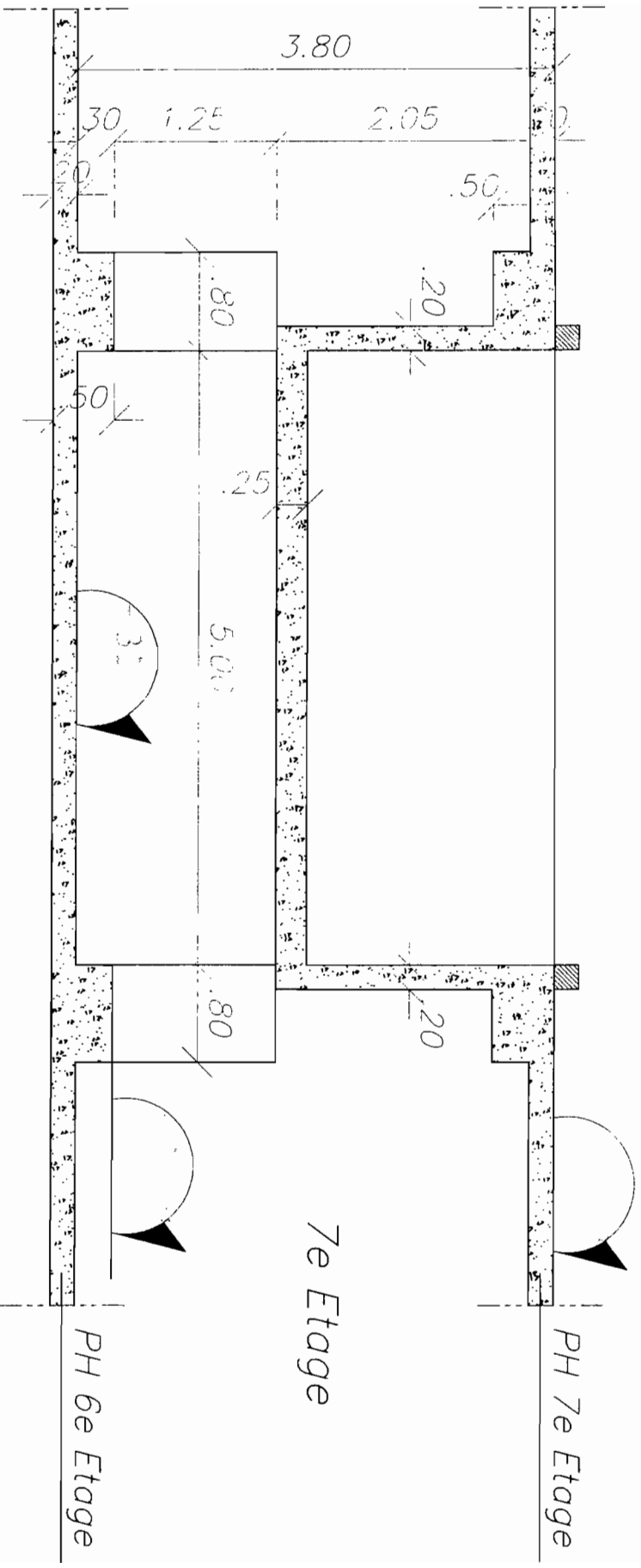
PLAN DE COFFRAGE PH 8e ETAGE



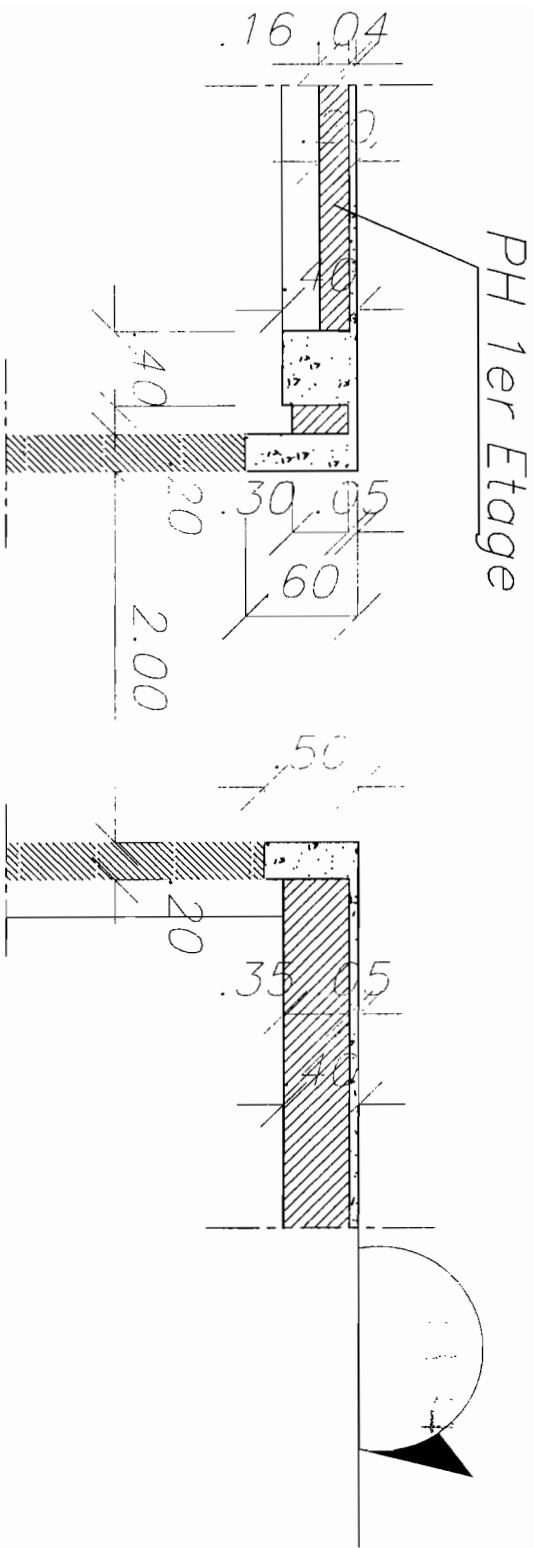


PLAN DE COFFRAGE PH 7e ETAGE

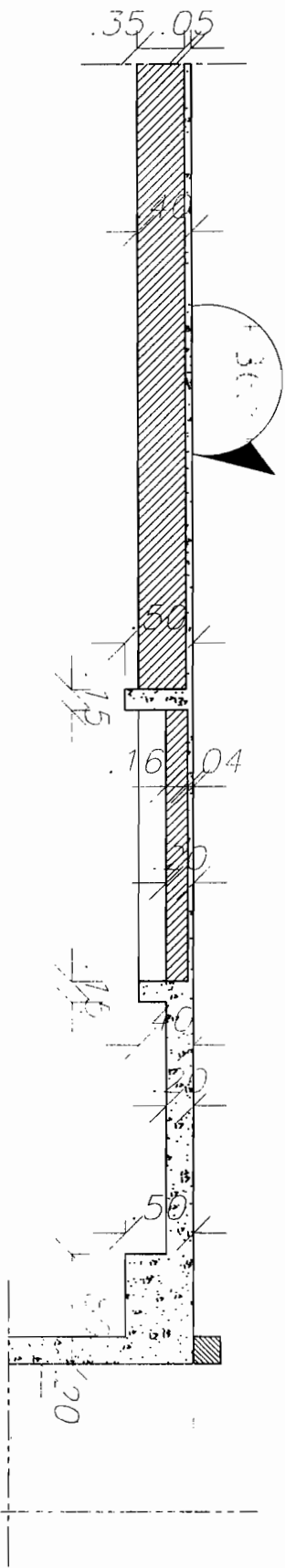




COUPE A--A
COUPE SUR PISCINE
(PH 6e ET PH 7e)



COUPE A--A
 (PH 1er)



COUPE B-B
(PH 7e)