

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

CENTRE DE THIES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



GC.0338

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE
D'UN IMMEUBLE R+7 AVEC MEZZANINE ET SOUS-SOL

Présenté par : **Djibril SOW**

Directeur interne : **M. Fala PAYE**

Directeurs externes : **M. Ousmane MBODJ, Ing.**

M. Doudou SANE, Ing.

Année académique : 2005 / 2006

REMERCIEMENTS

A l'issu de ce travail, j'aimerais exprimer ma reconnaissance et mes sincères remerciements à tous ceux qui m'ont apporté leur soutien. Plus particulièrement à :

- * Monsieur Fala PAYE mon directeur interne de projet qui, par sa réceptivité et ses qualités d'homme, m'a permis de surmonter les nombreux obstacles que j'ai eu à rencontrer ;

- * Monsieur Ousmane MBODJ et Monsieur Doudou SANE, mes directeurs externes de projet, pour leur précieux soutien et leur encouragement ;

- * Tout le personnel de l'université Cheikh Anta DIOP ;

- * L'ensemble des élèves de l'Ecole Supérieure Polytechnique centre de Thiès ;

- * Tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à ma formation.

SOMMAIRE

Ce présent rapport sanctionne un projet de fin d'études. L'objectif visé par ce projet est de concevoir et dimensionner, en béton armé, un immeuble R+7 avec un sous sol et une mezzanine à usage d'habitation.

L'immeuble est composé de deux bâtiments séparés par un joint permanent. La surface du terrain construite est 800m^2 sur une hauteur de 30m . La stabilité horizontale de l'immeuble et la reprise des charges horizontales dues aux effets du vent sont assurées, via les dalles qui sont quasi indéformables dans leur propre plan, par les murs de contreventement délimitant les cages d'escaliers et d'ascenseurs.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91) sont utilisées dans ce projet. Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT bâtiment qui intègre les états limites du B.A.E.L.91 : Les états limites ultimes dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure et les états limites de service dont le non respect compromet la durabilité de l'ouvrage ou contrarie les conditions d'exploitation habituelles.

L'étude de ce projet a donné des voiles et des murs de soutènement d'épaisseur $0,20\text{m}$. Au rez-de-chaussée les sections des poteaux varient de $0,20\text{m} \times 0,20\text{m}$ à $1,00\text{m} \times 0,45\text{m}$. Le volume total du béton pour l'ensemble de la construction est de $1654,97\text{m}^3$.

La descente des charges sur des semelles isolées a donné une surface totale des semelles égale à 88% de celle de la construction avec des hauteurs variant de $0,30\text{m}$ à $1,30\text{m}$. Ainsi le choix d'une fondation en radier s'est imposé avec une épaisseur de $0,50\text{m}$ sur un sol de fondation argileux de faible résistance. Ce choix a permis d'avoir une portante du sol qui offre un facteur de sécurité de 5,36 contre la rupture.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	I
SOMMAIRE.....	II
TABLE DES MATIERES.....	III
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux.....	VII
Liste des annexes.....	VIII
CHAPITRE I : INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET ET DU LOGICIEL DE CALCUL UTILISE.....	3
CHAPITRE III : CONCEPTION STRUCTURALE	7
III-1- Facteurs déterminants pour la conception.....	7
III-1 -1- Choix du système porteur.....	7
III -1- 2 - Autres facteurs importants pour la conception.....	8
III - 2 - Reprise des charges verticales et horizontales.....	8
CHAPITRE IV : DESCENTE DE CHARGES.....	10
IV -1 - Actions à considérer.....	10
IV -1 -1 - Actions permanentes.....	10
IV -1-1-1- Actions permanentes dues aux poids des cloisons.....	10
IV-1-1-2-Actions permanentes dues aux poids des planchers.....	12
IV -1-1- 3 - Actions horizontales.....	17
IV -1 - 2 - Actions variables.....	19
IV -1 - 3 - Charges climatiques.....	20

IV - 2 – Chargements.....	22
IV - 2 - 1 - Charges appliquées aux poutres.....	22
IV - 2 - 2 - Charges appliquées aux poteaux.....	24
IV - 2 - 3 - Charges appliquées aux fondations.....	26
CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT.....	27
V - 1 – Poteaux.....	27
V - 2 – Escaliers.....	31
V - 3 – Poutres.....	34
V - 4 – Planchers.....	40
V - 4 – 1 - Dimensionnement de plancher avec poutrelles et entrevous.....	40
V - 4 - 2 - Dimensionnement de dalle pleine.....	45
V - 4 - 2 -1- Calcul de dalle rectangulaire encastrée.....	45
V - 4 - 2 - 2 - Calcul de balcon.....	48
V - 5 – Voiles.....	53
V - 6 – Murs de soutènement.....	66
V - 7 – Fondation.....	72
V - 7 -1 - Choix du type de fondation.....	72
V - 7 - 2 – Données.....	73
V - 7 - 3 – Estimation des contraintes.....	73
V - 7 - 3 – Vérification des tassements.....	74
V - 7 - 4 – Hypothèses de calcul.....	74
V - 7 - 5– Division du radier général en panneaux de dalles et vérification des hypothèses de calcul.....	75
V - 7 - 6– Dimensionnement de panneau de dalle.....	76

CHAPITRE VI : CONCLUSION.....	84
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	85
ANNEXES.....	86

LISTE DES FIGURES

Figure II-1 : Plan architectural étages 4 & 5.....	3
Figure II-2 : Plan architectural étage 7.....	4
Figure II-3 : Façade principale de l'immeuble.....	4
Figure II-4 : Environnement de ROBOT <i>Descente de charges (DDC)</i> v.14.5.....	5
Figure II-5 : Environnement de ROBOT Millennium v.16.5.....	6
Figure IV-1 : Bibliothèque ou Catalogue des voiles (avec enduits).....	11
Figure IV-2 : Catalogue des dalles.....	17
Figure IV-3 : Vue en 3D de l'immeuble.....	21
Figure IV-4 : Plan de coffrage du 4 ^{ème} étage de ROBOT DDC.....	23
Figure IV-5 : Plan de coffrage de la mezzanine de ROBOT DDC.....	25
Figure V-1 : Plan d'exécution du poteau 47 du 1 ^{er} étage.....	29
Figure V-2 : Plancher haut 1 ^{er} & 2 ^{ème} étage.....	30
Figure V-3 : Chargement poutre 1 du 5 ^{ème} étage.....	37
Figure V-4 : Plan d'exécution de la poutre 1 du 5 ^{ème} étage.....	39
Figure V-5 : Plancher haut 5 ^{ème} étage.....	39
Figure V-6 : Plancher haut R.D.C.....	40
Figure V-7 : Plancher haut 6 ^{ème} étage.....	45
Figure V-8 : Plancher haut 5 ^{ème} étage.....	48
Figure V-9 : Plancher haut R.D.C.....	53
Figure V-10 : Plan de localisation des semelles.....	72
Figure V-11 : Plan de division du radier général en panneaux de dalles.....	75

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV-1 : Calcul des poids surfaciques des murs.....	11
Tableau IV-2 : Calcul des poids surfaciques des planchers courants.....	12
Tableau IV-3 : Calcul des poids surfaciques des planchers en dalles pleines courantes.....	12
Tableau IV-4 : Calcul des poids surfaciques des planchers terrasses.....	14
Tableau IV-5 : Calcul des poids surfaciques des dalles pleines terrasses.....	15
Tableau IV – 6 : chargements de quelques poutres du 4 ^{ème} étage.....	22
Tableau IV -7 : Chargements de quelques poteaux de la mezzanine.....	24
Tableau IV – 8 : Chargements de quelques semelles isolées.....	26

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Chargements de poutres

Annexe 2 : Chargements de poteaux

Annexe 3 : Chargements de semelles isolées

Annexe 4 : Plans de ROBOT DDC : numéros et sections des poteaux

Annexe 5 : Plans de coffrages

Annexe 6 : Plans d'exécutions de quelques poteaux

Annexe 7 : Plans d'exécutions de quelques poutres

Annexe 8 : Abaques pour le calcul des voiles.

CHAPITRE I : INTRODUCTION

Le béton armé de par sa composition est obtenu par incorporation d'armatures dans le béton pour reprendre les efforts de traction. Le béton seul résiste mal à la traction mais résiste bien à la compression. C'est un matériau très hétérogène et anisotrope. L'acier est un matériau homogène et isotrope, il résiste aussi bien en traction qu'en compression. Le mélange de ces deux matériaux est hétérogène et anisotrope. Les pièces en béton armé jouent un rôle important dans la structure dont elles font partie. Un pourcentage minimal d'armatures est habituellement prévu, en application de la règle de non fragilité, lorsque la résistance à la traction par flexion des pièces est supposée nulle.

Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble R+7 avec un sous sol et une mezzanine en béton armé, une répartition des différents éléments avec leur section de béton et d'acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Des principes de calculs propres au béton armé ont été élaborés grâce à des hypothèses permettant une application de la Résistance des Matériaux. Il s'agit de la loi de HOOK, du principe de superposition, de l'hypothèse de NAVIER-BERNOULLI (les sections planes restent planes après déformation). On suppose que le béton est fissuré en traction (hypothèse de NEWMANE).

Ainsi, la théorie utilisée actuellement pour le calcul des ouvrages de béton armé est basée sur des données consistant à étudier leur comportement local ou d'ensemble. C'est ce qui a permis le calcul suivant la méthode des ETATS LIMITES.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le

calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel ROBOT BATIMENT pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

Ce présent document s'articule sur les points suivants :

- La présentation du projet et du logiciel de calcul utilisé ;
- La conception structurale du projet ;
- Le dimensionnement des éléments de la structure.

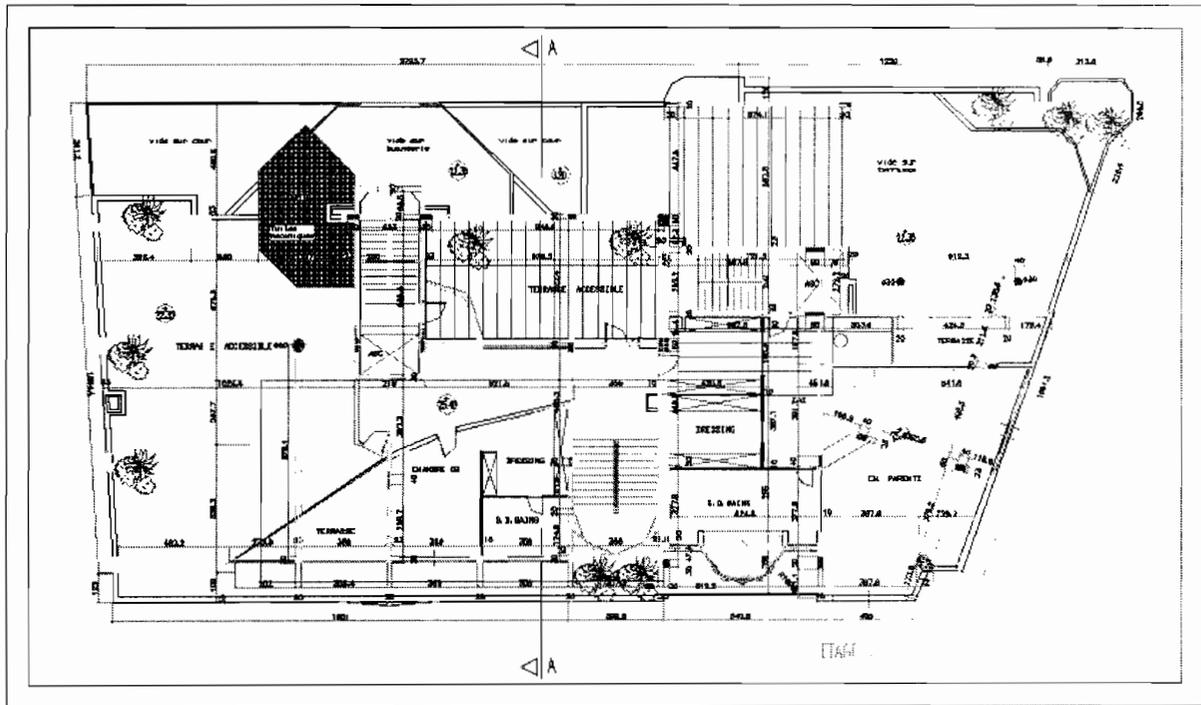


Figure II-2 : Plan architectural étage 7.

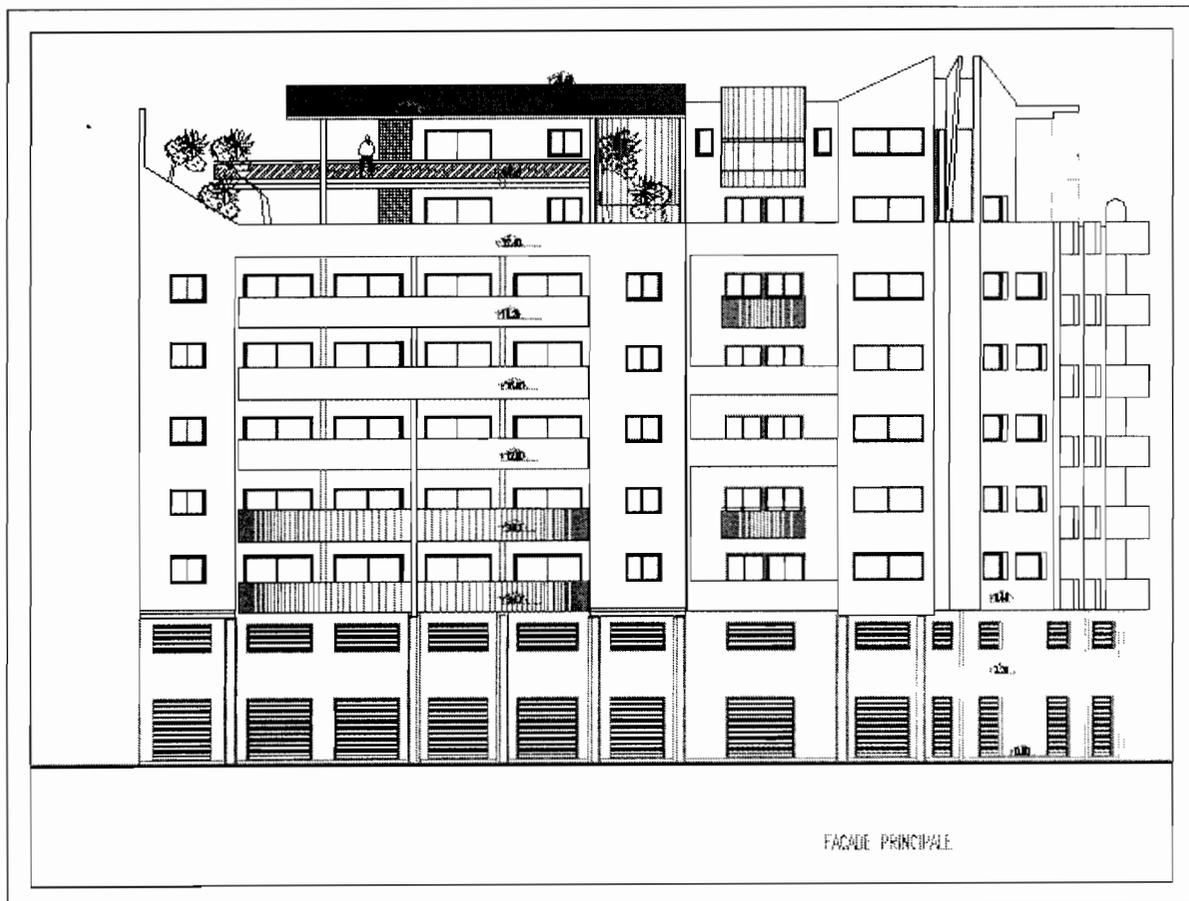


Figure II-3 : Façade principale de l'immeuble.

Le logiciel de calcul utilisé est ROBOT BATIMENT. Il est le regroupement des modules de descente de charges et de calcul des divers éléments de structure.

Ce logiciel intègre la méthode de calcul aux ETATS LIMITES et prend en compte les coefficients de sécurités réglementaires selon plusieurs facteurs d'insécurité à l'égard :

D'une part de l'état limite ultime (ELU) correspondant à la ruine d'un des éléments de l'ouvrage ;

D'autre part de l'état limite de service (ELS) correspondant à l'état limite de fissuration et de déformation.

Le module *ROBOT Descente de charges (DDC)* version 14.5 est utilisé dans ce projet. Il permet de calculer les charges que supporte chaque élément porteur de la structure.

La figure suivante montre l'environnement ROBOT DDC v.14.5 :

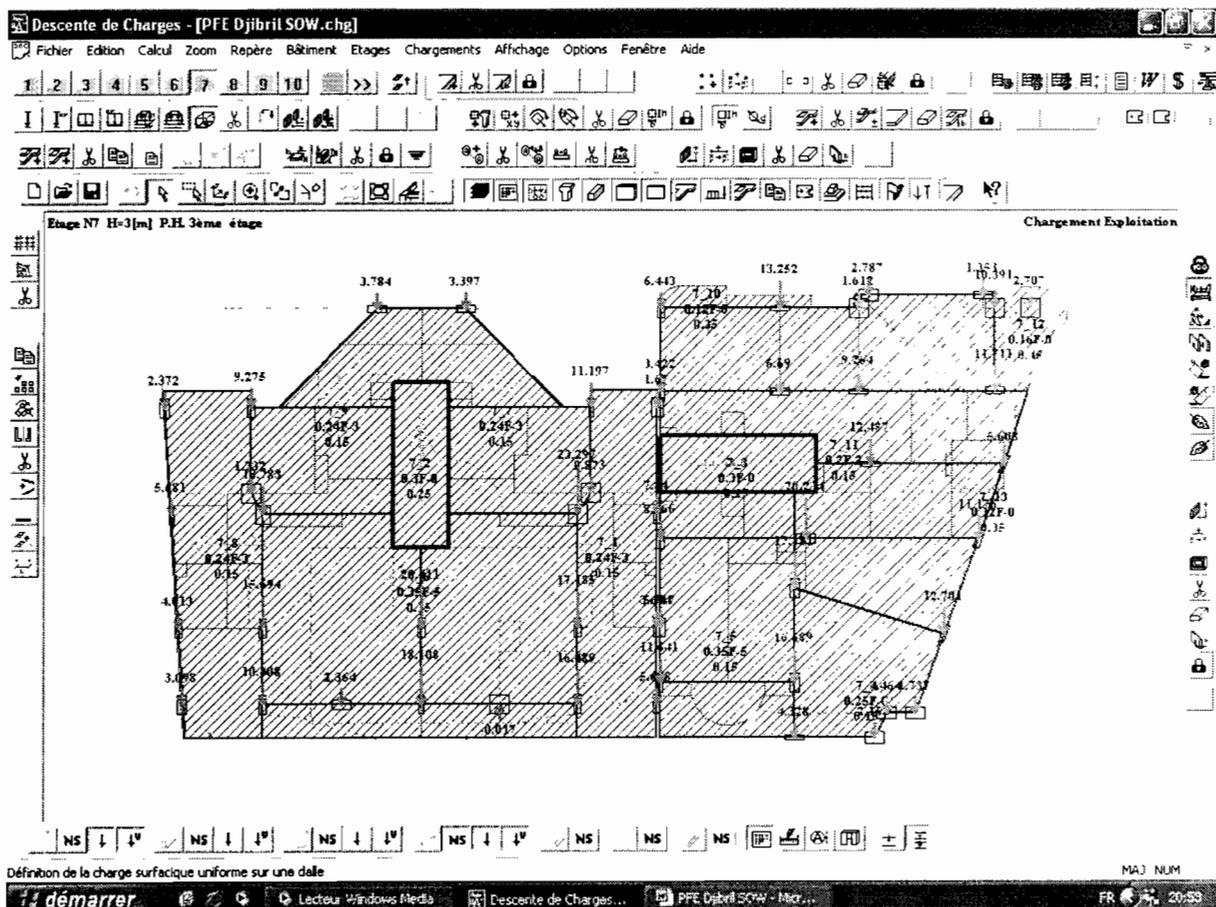


Figure II-4 : Environnement de ROBOT Descente de charges (DDC) v.14.5.

Les autres modules permettent à leur tour de dimensionner les éléments porteurs et de proposer des plans de ferrailage.

Les modules *Ferrailage d'un Poteau* et *Ferrailage d'une Poutre* de ROBOT Millennium version 16.5 sont utilisés dans ce projet.

La figure suivante montre l'environnement de ROBOT Millennium version 16.5 qui permet d'ouvrir les autres modules utilisés :

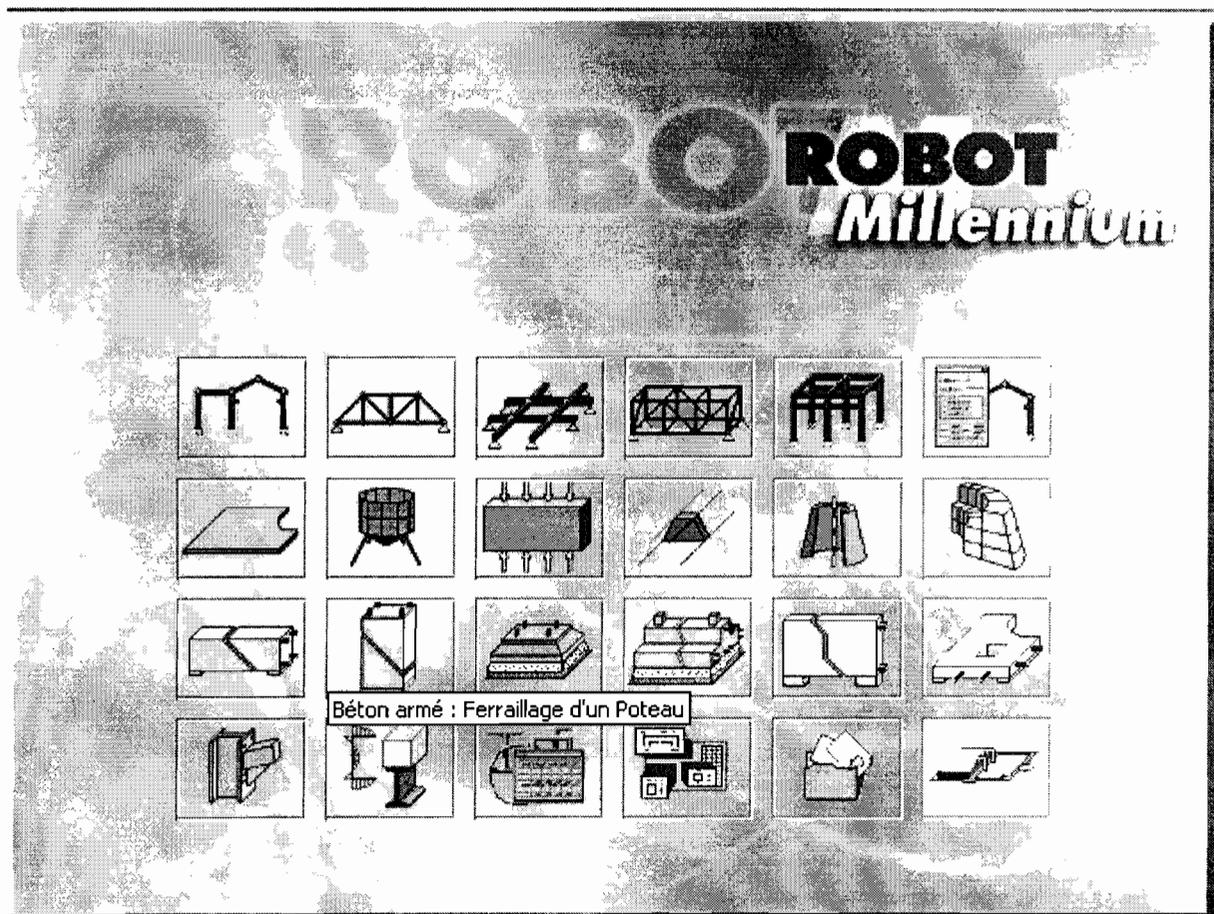


Figure II-5 : Environnement de ROBOT Millennium v.16.5.

CHAPITRE III : CONCEPTION STRUCTURALE

La réalisation d'un ouvrage de génie civil, en particulier d'un bâtiment, est généralement l'aboutissement d'un long et complexe processus de planification de nature multidisciplinaire.

L'objectif majeur, pour l'ingénieur civil, est de concevoir une structure capable de transmettre toutes les charges du bâtiment au sol.

Outre le maître d'ouvrage, de nombreux intervenants sont appelés à jouer un rôle important pour la conception de l'ouvrage : l'architecte, l'ingénieur civil, les services concernés de la commune et de l'Etat, divers spécialistes (géotechnicien, ingénieur en climatisation, acousticien, etc.).

Au départ, un programme de construction est souvent extrêmement complexe et doit satisfaire à de multiples exigences parfois contradictoires. Le projet est d'autant plus réussi et convaincant qu'il débouche sur des solutions simples, logiques, paraissant nécessaires et évidentes. Il doit s'en dégager une cohérence entre les exigences du programme (utilisation), les exigences architecturales (culturelles, esthétiques) et les exigences de la statistique. Un tel résultat nécessite une intense réflexion et collaboration entre les différents intervenants, en particulier entre l'architecte et l'ingénieur civil.

III-1- Facteurs déterminants pour la conception

La conception structurale tient compte de beaucoup de contraintes fonctionnelles et architecturales parmi lesquelles on peut citer :

III-1 -1- Choix du système porteur

Le choix du système porteur en fonction de l'usage des locaux joue un rôle fondamental. Les exigences sur les portées et les natures des éléments porteurs peuvent varier selon l'usage des locaux. Ainsi, l'ossature choisie est un ensemble de poutres et de voiles pour reprendre les charges

transmises par les planchers. Ces poutres s'appuient sur des éléments verticaux appelés poteaux. Les voiles et poteaux transmettent les efforts à la fondation.

III -1- 2 - Autres facteurs importants pour la conception

La hauteur totale d'un bâtiment est souvent limitée par les réglementations. 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. Notons que, dans bien des cas, il est souhaitable d'adopter des hauteurs d'étages supérieures aux valeurs minimales requises et adaptées à la surface des locaux, afin de les rendre plus agréables aux utilisateurs et leur éviter tout sentiment d'« écrasement » dû à un plafond trop bas. Les hauteurs minimales généralement requises des locaux sont les suivantes :

- 2,40m pour des locaux à usage d'habitation ou de travail sédentaire ;
- 2,10m à 2,50m pour les parkings à voitures selon le niveau d'exigences (2,30m dans le cas normal) ;
- 2,70m à 2,80m, voire davantage, pour des bureaux et salles d'école.

La réalisation d'un joint peut participer au bon fonctionnement de l'ouvrage. C'est ainsi que nous réalisons un joint permanent qui a pour rôle de réduire fortement voire de supprimer les désordres dus au retrait, à la dilatation, au tassement et aux ponts phoniques. Ainsi, la stabilité de chaque corps du bâtiment sera assurée par un système indépendant de contreventement.

III - 2 - Reprise des charges verticales et horizontales

La conception moderne d'un bâtiment implique en général que chacun des éléments constituant la structure reprenne uniquement les sollicitations qu'il est le mieux à même de supporter. Dans le cas des systèmes porteurs avec dalles sur colonnes, il est ainsi très courant que les colonnes n'aient pour rôle essentiel que de transmettre aux fondations les charges verticales provenant des différentes dalles.

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 et d'ascenseurs. La reprise des charges horizontales est assurée via les dalles par ces murs de contreventement encastres dans la « boîte » rigide que constitue le sous-sol du bâtiment.

CHAPITRE IV : DESCENTE DE CHARGES

La « descente des charges » désigne l'opération consistant à calculer les efforts résultant de l'effet des charges verticales et horizontales sur les divers éléments porteurs verticaux (colonnes et murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Nous allons utiliser le module *Robot Descente De charges* (ROBOT DDC V.14.5) du logiciel ROBOT BATIMENT pour connaître les charges appliquées sur chaque élément porteur.

IV -1 - Actions à considérer

IV -1 -1 - Actions permanentes

Ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps.

Les charges permanentes sont prises en compte par le logiciel, par défaut, comme étant du béton : indiquées par 0.

C'est ainsi que nous définissons des bibliothèques, qui sont des catalogues, où sont précisées les caractéristiques des matériaux des éléments de la construction.

Après avoir modélisé le bâtiment sur ROBOT DDC, nous procédons à l'affectation des caractéristiques des matériaux pour permettre au logiciel de prendre en compte les charges permanentes spécifiées dans les catalogues.

IV -1 - 1 - 1 - Actions permanentes dues aux poids des cloisons

Remarque : Le logiciel ne fait pas de distinction entre bibliothèque des cloisons et bibliothèque des voiles. C'est à nous de marquer la différence dans les caractéristiques des matériaux saisies dans le catalogue.

Le tableau suivant montre le calcul des poids surfaciques des murs :

Tableau IV-1 : Calcul des poids surfaciques des murs :

Désignation des éléments	Poids surfacique sans enduit (daN/m ²)	Poids surfacique enduit 2 faces (daN/m ²)	Poids surfacique avec enduit (T/m ²)
Mur en aggloméré de 10cm	(1) 1500 x 0,10 = 150	(1) (2) 2 x (20 x 1,5) = 60	0,210
Mur en aggloméré de 15cm	1500 x 0,15 = 225	2 x (20 x 1,5) = 60	0,285
Mur en aggloméré de 20cm	1500 x 0,20 = 300	2 x (20 x 1,5) = 60	0,360
Acrotère béton de 10cm	2500 x 0,10 = 250	2 x (20 x 1,5) = 60	0,310

(1) valeur charge, NF P 06-004 (2) épaisseur enduit en cm

La figure suivante montre la bibliothèque des cloisons ou voiles (avec enduits) créée à partir du calcul des poids surfaciques :

Número	Nom	Épaisseur (m)	Poids (T/m ²)	Solidité (T/m ²)	Module d'élasticité (T/m ²)	Prix (FF/m ²)
1	Agglos creux 10x20x40	0.13	0.21	400	3e+006	0
2	Agglos creux 15x20x40	0.18	0.285	400	3e+006	0
3	Agglos pleins 20x20x40	0.23	0.36	400	3e+006	0
4	Acrotère de 10	0.13	0.31	400	3e+006	0

Nouveaux Edition Supprimer Confirmer Annuler Aide

Figure IV-1 : Bibliothèque ou Catalogue des voiles (avec enduits).

IV - 1 - 1 - 2 - Actions permanentes dues aux poids des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux porteurs travaillant en flexion. Ils jouent un rôle d'isolation thermique et phonique entre étages. Le dernier plancher sert de toiture terrasse ; il recevra une forme de pente, un complexe d'étanchéité, une protection en gravillons et des relevés d'acrotères.

Les planchers transmettent des charges permanentes aux poutres ou voiles d'appuis.

Le tableau ci-dessous montre le calcul des poids surfaciques des planchers courants :

Tableau IV-2 : Calcul des poids surfaciques des planchers courants :

Type de plancher Courant (épr en cm)	Poids surfaciques planchers courants				
	Plancher brut (daN/m ²)	Enduit sous plafond (daN/m ²)	Chape (épr 4 cm) (daN/m ²)	Carrelage (daN/m ²)	Plancher fini (daN/m ²)
12 + 4	(1) 260	(1) (2) 20 x 1,5 = 30	(1) 20 x 4 = 80	(1) 20	390
16 + 4	285	20 x 1,5 = 30	20 x 4 = 80	20	415
20 + 4	330	20 x 1,5 = 30	20 x 4 = 80	20	460
25 + 5	400	20 x 1,5 = 30	20 x 4 = 80	20	530
30 + 5	415	20 x 1,5 = 30	20 x 4 = 80	20	545
35 + 5	500	20 x 1,5 = 30	20 x 4 = 80	20	630

(1) valeur charge, NF P 06-004

(2) épaisseur enduit en cm

Le tableau suivant montre le calcul des poids surfaciques des planchers courants en dalles pleines :

Tableau IV-3 : Calcul des poids surfaciques des planchers courants en dalles pleines :

Type de dalle pleine Courante (ép ^r en cm)	Poids surfaciques planchers courants en dalles pleines				
	Dalle pleine brute (daN/m ²)	Enduit sous plafond (daN/m ²)	Chape (ép ^r 4 cm) (daN/m ²)	Carrelage (daN/m ²)	Dalle pleine finie (daN/m ²)
12	⁽¹⁾ 2500 x 0,12 = 300	⁽¹⁾ ⁽²⁾ 20 x 1,5 = 30	⁽¹⁾ 20 x 4 = 80	⁽¹⁾ 20	430
16	2500 x 0,16 = 400	20 x 1,5 = 30	20 x 4 = 80	20	530
20	2500 x 0,20 = 500	20 x 1,5 = 30	20 x 4 = 80	20	630
25	2500 x 0,25 = 625	20 x 1,5 = 30	20 x 4 = 80	20	755

(1) valeur charge, NF P 06-004

(2) épaisseur enduit en cm

Le tableau suivant montre le calcul des poids surfaciques des planchers terrasses :

Tableau IV-4 : Calcul des poids surfaciques des planchers terrasses :

Type de plancher terrasse (épr en cm)	Poids surfaciques planchers terrasses				
	Plancher brut (daN/m ²)	Enduit sous plafond (daN/m ²)	Etanchéité multicouche (daN/m ²)	Protection en gravillons épr en 5cm (daN/m ²)	Plancher fini (daN/m ²)
12 + 4	(1) 260	(1) (2) 20 x 1,5 = 30	(1) 12	(1) 20 x 5 = 100	402
16 + 4	285	20 x 1,5 = 30	12	20 x 5 = 100	427
20 + 4	330	20 x 1,5 = 30	12	20 x 5 = 100	472
25 + 5	400	20 x 1,5 = 30	12	20 x 5 = 100	542
30 + 5	415	20 x 1,5 = 30	12	20 x 5 = 100	557
35 + 5	500	20 x 1,5 = 30	12	20 x 5 = 100	642

(1) valeur charge, NF P 06-004

(2) épaisseur enduit en cm

Le tableau suivant montre le calcul des poids surfaciques des dalles pleines terrasses :

Tableau IV-5 : Calcul des poids surfaciques des dalles pleines terrasses :

Type de dalle pleine terrasse (épr en cm)	Poids surfaciques dalles pleines terrasses				
	Dalle pleine brute (daN/m ²)	Enduit sous plafond (daN/m ²)	Etanchéité multicouche (daN/m ²)	Protection en gravillons épr en 5cm (daN/m ²)	Dalle pleine finie (daN/m ²)
12	(1) $2500 \times 0,12 = 300$	(1) (2) $20 \times 1,5 = 30$	(1) 12	(1) $20 \times 5 = 100$	442
16	$2500 \times 0,16 = 400$	$20 \times 1,5 = 30$	12	$20 \times 5 = 100$	542
20	$2500 \times 0,20 = 500$	$20 \times 1,5 = 30$	12	$20 \times 5 = 100$	642
25	$2500 \times 0,25 = 625$	$20 \times 1,5 = 30$	12	$20 \times 5 = 100$	767

(1) valeur charge, NF P 06-004

(2) épaisseur enduit en cm

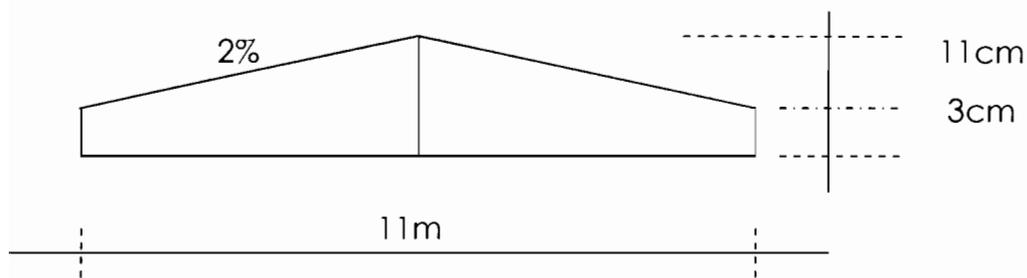
Calcul des charges dues à la forme de pente :

En considérant une surface de $4,6 \times 10 \text{ m}^2$ et une pente de 2%.

Nous avons une diagonale de $d = \sqrt{4,6^2 + 10^2} = 11\text{m}$

$$h = \frac{1100}{2} \times 0,02\text{cm} = 11\text{cm}$$

$$H = 3\text{cm} + 11\text{cm} = 14\text{cm}$$



$$\text{La hauteur moyenne } H_m = 3 + \frac{11}{2} = 8,5 \text{ cm}$$

La norme NF P 06-004 donne une charge de $20 \text{ daN/m}^2/\text{cm}$

$$\text{La charge } G_{fp} = 20 \times 8,5 = \mathbf{170 \text{ daN/m}^2} = \mathbf{0,170 \text{ T/m}^2}$$

Pour plus de simplicité et dans un but d'uniformiser, nous allons mettre, dans la bibliothèque des dalles, uniquement les poids propres des planchers.

Les charges dues aux traitements des planchers ainsi que la charge de la tuile mécanique (45 daN/m^2) seront évaluées et saisies.

Les calculs des poids surfaciques des planchers permettent de créer la figure de catalogue des dalles :

Numéro	Nom	Epaisseur (m)	Poids (T/m ²)	Module d'élasticité (T/m ²)	Prix (FF/m ²)
1	Plancher 12+4	0.16	0.26	3e+006	0
2	Plancher 16+4	0.2	0.285	3e+006	0
3	Plancher 20+4	0.24	0.33	3e+006	0
4	Plancher 25+5	0.3	0.4	3e+006	0
5	Plancher 30+5	0.35	0.415	3e+006	0
6	Plancher 35+5	0.4	0.5	3e+006	0

Nouveau Edition Supprimer Confirmer Annuler Aide

Figure IV-2 : Catalogue des dalles.

Remarque : Il est inutile d'introduire le poids propre des dalles pleines car le logiciel tient compte automatiquement des éléments qui ne sont pas spécifiés comme étant du béton (matériau 0). C'est dans cet ordre d'idée que nous n'avons pas créé de bibliothèque des poteaux, poutres etc.

IV - 1 - 1 - 3 - Actions horizontales

La présence du sous-sol qui est enterré nécessite la prise en compte de poussée et réaction du sol sur le bâtiment.

Qu'il s'agisse de poussée ou de butée, on admet fréquemment que les pressions ou contraintes P_{sol} exercées par le sol perpendiculairement aux

murs sont proportionnelles à la profondeur t à l'instar de la pression hydrostatique :

$$P_{\text{sol}} = k \cdot \gamma \cdot t$$

Où

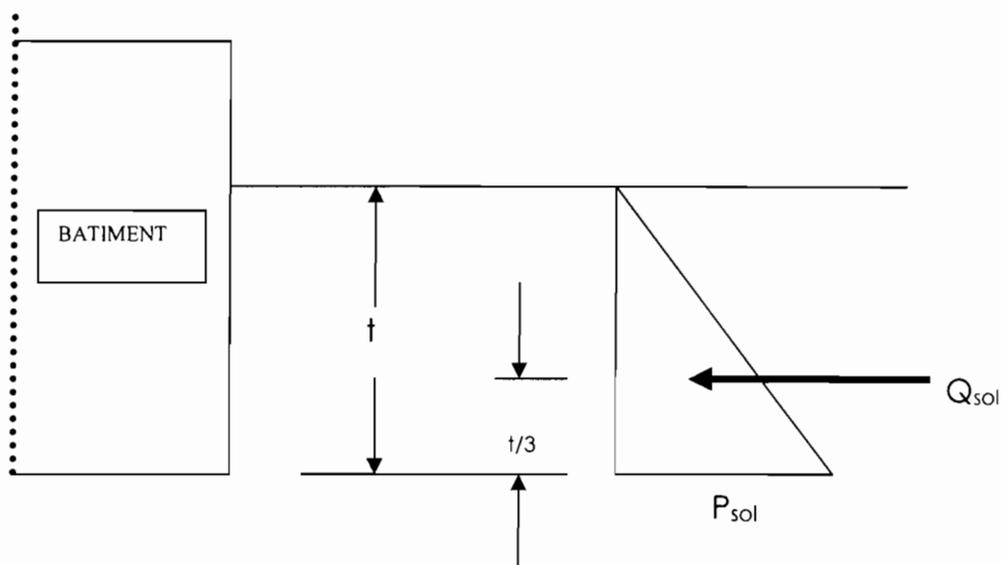
t est la profondeur ;

γ est la charge volumique apparente ;

k est un coefficient de poussée.

La résultante Q_{sol} de ces pressions du sol réparties selon un diagramme triangulaire est située au tiers de la profondeur t depuis le fond de fouille et vaut :

$$Q_{\text{sol}} = k \cdot \frac{\gamma \cdot t^2}{2}$$



L'évaluation correcte de la poussée du sol, en particulier son intensité, implique le choix d'une valeur appropriée du coefficient k intervenant. S'il s'agit de la pression hydrostatique, k vaut évidemment 1,0. Dans le cas d'un sol, la valeur de k qu'il convient d'adopter est fonction de la nature

du sol et de la déformabilité de la structure contre laquelle s'exerce la pression du sol. A cet égard, il est important de faire la distinction entre les cas suivants :

- la poussée active caractérisée par le coefficient $k_a = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$ où φ est l'angle de frottement interne du sol, lorsque le mur ou la structure se déforme un peu sous l'effet de la pression du sol.

- la poussée passive ou butée caractérisée par le coefficient $k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 1/k_a$, lorsque c'est le sol qui se déforme sous l'effet d'une pression exercée par la structure.

- la poussée au repos caractérisée par le coefficient k_0 , lorsque la structure est très rigide, ne se déforme et ne se déplace pratiquement pas sous les pressions du sol.

IV -1 - 2 - Actions variables

Ce sont des actions dont les intensités varient de façon importante dans le temps et qui sont définies par les conditions d'utilisation de l'ouvrage.

Ici le bâtiment est à usage d'habitation. Nous affectons les charges de la norme NF P 06-001. :

Terrasses non accessibles	0,100 t/m ²
Terrasses accessibles privées	0,150 t/m ²
Jardins privatifs (Terrasses).....	0,100 t/m ²
Balcons	0,350 t/m ²
Escaliers	0,250 t/m ²
Logements.....	0,150 t/m ²
Parkings.....	0,350 t/m ²

IV -1 - 3 - Charges climatiques

Elles peuvent être dues à la neige qui génère des charges verticales mais aussi au vent qui génère des charges horizontales.

Dans ce projet, nous ne tiendrons pas en compte les charges dues à la neige, car nous nous trouvons dans une zone sans neige.

Dans l'hypothèse de l'immeuble situé en zone 2 et pressions extrêmes, d'après les Règles Neiges et vent NV65 nous avons :

- la pression dynamique de base q_{10} (à une hauteur $H \leq 10\text{m}$) vaut 60daN/m^2 .

Pour une hauteur H on a :

$$q_H = q_{10} \times 2,5 \frac{H+18}{H+60} k_s \cdot \beta \cdot \delta \cdot c_f$$

- le coefficient de site k_s est égal à 1,3 en considérant qu'on est à moins de 6km de la mer donc site exposé ;
- le coefficient dynamique β est égal à 1 considérant que l'immeuble est ordinaire ;
- le coefficient de traînée globale c_f est égal à 1,3 ;
- le coefficient de réduction δ correspondant à une surface exposée de 2,73m x 30m. la plus grande dimension de la surface 30m donne $\delta = 0,765$.

Ainsi l'action résultante unitaire est donc égale à :

$$60 \times 2,5 \times \frac{10+18}{10+60} \times 1,3 \times 1 \times 0,765 \times 1,3 = 77,571 \text{ daN/m}^2 \quad \text{pour } H \leq 10\text{m}$$

$$60 \times 2,5 \times \frac{30+18}{30+60} \times 1,3 \times 1 \times 0,765 \times 1,3 = 103,428 \text{ daN/m}^2 \quad \text{pour } H=30\text{m}$$

Par simplification nous admettons une valeur moyenne pondérée de

$$\frac{77,571 + 103,428}{2} = 90,5 \text{ daN/m}^2.$$

Conformément à l'annexe D des règles BAEL, la valeur nominale est en général prise égale à 1,2 fois la charge normale des règles NV 65 révisées (édition 1978) pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes de résistance.

Ainsi $w = 1,2 \times 90,5 = 108,6 \text{ daN/m}^2$.

Soit une charge uniforme le long du mur :

$$w = 108,6 \times 2,73 = 296,478 \text{ daN/m.}$$

Les calculs sont lancés après avoir modélisé l'immeuble sur ROBOT DDC.

Les calculs réalisés donnent l'immeuble qui est montré en 3D sur la figure suivante :

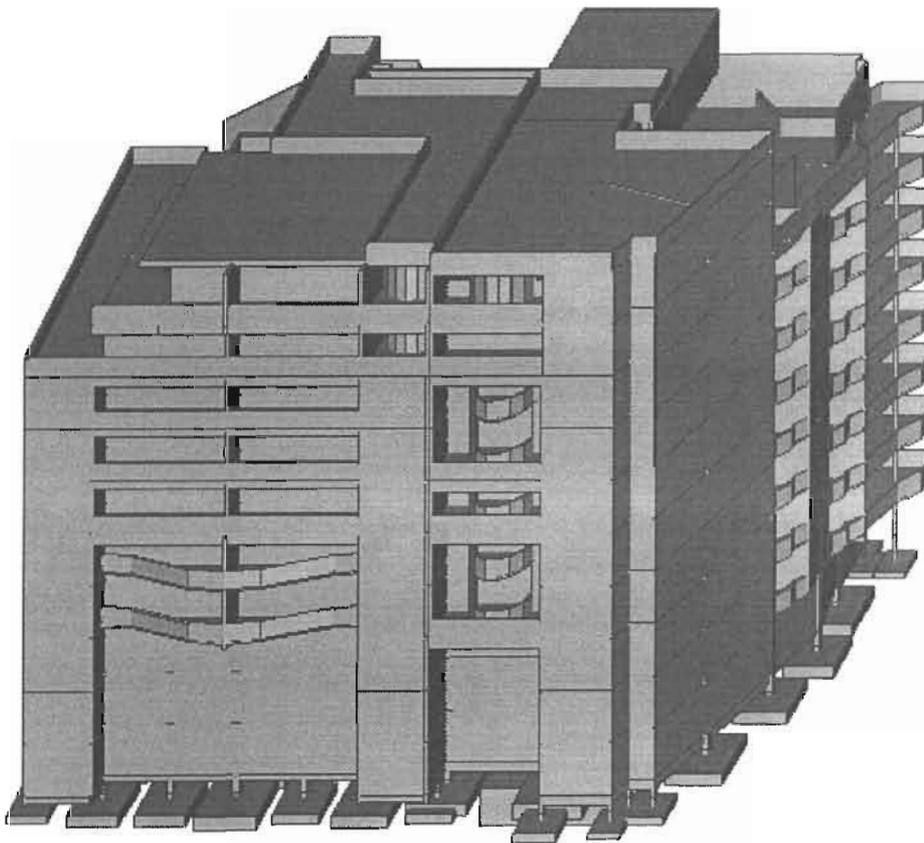


Figure IV-3 : Vue en 3D de l'immeuble.

Après cette étape, nous procédons à l'exploitation des résultats de ROBOT DDC.

IV- 2 - Chargements

IV - 2 - 1 - Charges appliquées aux poutres

Les charges surfaciques des planchers sont réparties au niveau des poutres par la méthode des surfaces tributaires.

Le tableau suivant donne les chargements de quelques poutres du 4^{ème} étage :

N	Pos.	Permanent	Exploitation	Accidentel	Cloison	Sismique 1	Sismique 2	Vent 1	Vent 2
Etage N8 Poutre N13 Travée N3 b=0.2m, h=0.6m, l=5.47m									
8_13.3	d	qh							
	0	0.867	0.283	0	2.006	0	0	0	0
	1.37	0.864	0.282	0	1.669	0	0	0	0
	2.74	0.859	0.28	0	2.576	0	0	0	0
	4.1	0.843	0.275	0	1.735	0	0	0	0
	5.47	0.806	0.263	0	1.95	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N13 Travée N4 b=0.2m, h=0.6m, l=5.15m									
8_13.4	d	qh							
	0	0.806	0.263	0	1.95	0	0	0	0
	1.29	0.761	0.248	0	1.51	0	0	0	0
	2.58	0.737	0.24	0	1.201	0	0	0	0
	3.86	0.723	0.236	0	1.117	0	0	0	0
	5.15	0.617	0.201	0	1.095	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N13 Travée N5 b=0.2m, h=0.6m, l=0.8m									
8_13.5	d	qh							
	0	0.617	0.201	0	1.095	0	0	0	0
	0.4	0.976	0.318	0	1.089	0	0	0	0
	0.8	0.624	0.203	0	1.087	0	0	0	0
	d	Ph							
	0.8	-0.099	-0.095	0	1.186	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N14 Travée N1 b=0.2m, h=0.4m, l=3.16m									
8_14.1	d	qh							
	0	0	0	0	1.08	0	0	0	0
	3.16	0	0	0	1.08	0	0	0	0

Tableau IV – 6 : chargements de quelques poutres du 4^{ème} étage.

Etage N8 indique le 4^{ème} étage.

b - largeur de la poutre

l - longueur de la poutre

h - hauteur de la poutre

qh, (T/m) - force verticale trapézoïdale

Ph, (T) - force verticale concentrée

d,(m) - rattachement au début de la poutre

Les numéros et les sections des poutres du 4^{ème} étage sont indiqués sur le plan de ROBOT DDC suivant :

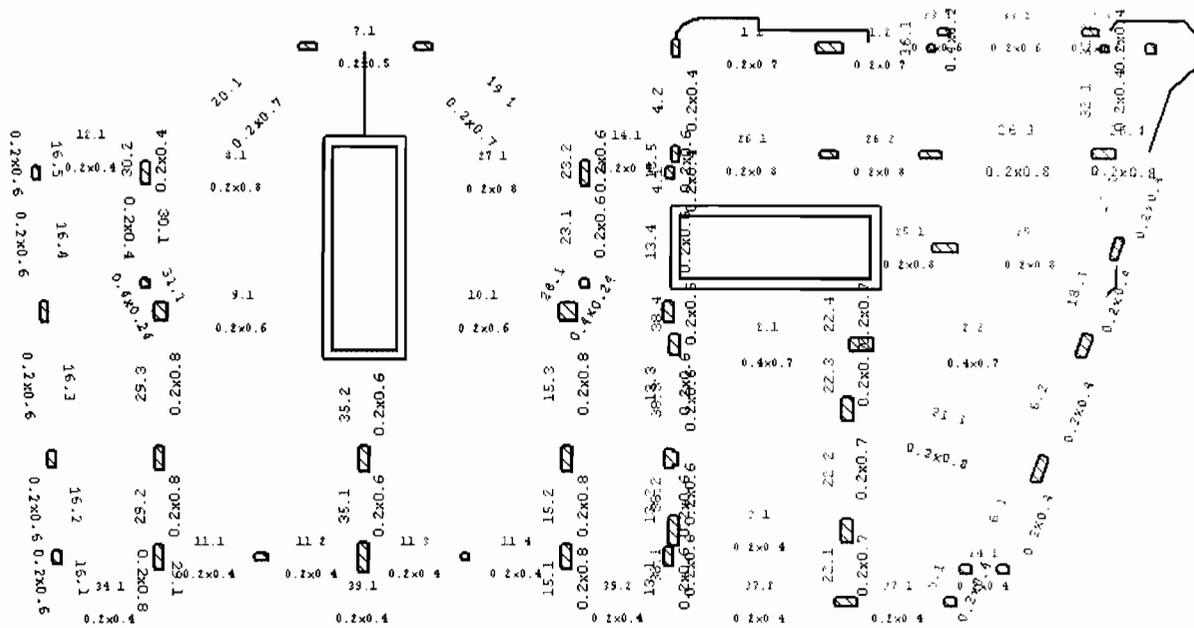


Figure IV-4 : Plan de coffrage du 4^{ème} étage de ROBOT DDC.

IV - 2 - 2 - Charges appliquées aux poteaux

Les poteaux sont soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations. La détermination des réactions d'appui des poutres donne les charges appliquées sur les poteaux.

Le tableau suivant donne les chargements de quelques poteaux de la mezzanine :

N	Type	Permanent	Exploitation	Accidentel	Cloison	Sismique 1	Sismique 2	Vent 1	Vent 2
Etage N5 Poteau N10 b=0.4m, h=0.55m, H=3m									
5_10	PH	99.415	21.603	0	53.755	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N5 Poteau N11 b=0.2m, h=0.65m, H=3m									
5_11	PH	40.795	9.467	0	43.859	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N5 Poteau N12 b=0.25m, h=0.75m, H=3m									
5_12	PH	69.959	14.933	0	62.401	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N5 Poteau N13 b=0.2m, h=0.4m, H=3m									
5_13	PH	20.606	3.961	0	23.816	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N5 Poteau N14 b=0.3m, h=0.85m, H=3m									
5_14	PH	121.225	25.284	0	43.994	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N5 Poteau N15 b=0.25m, h=0.85m, H=3m									
5_15	PH	84.215	16.67	0	72.857	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV -7 : Chargements de quelques poteaux de la mezzanine.

Etage N5 indique la mezzanine

b - côté de la section du poteau

h - côté de la section du poteau

H - hauteur du poteau

PH,(T) - force verticale

Pb,(T) - force horizontale, parallèle au côté b

Ph,(T) - force horizontale, parallèle au côté h

Les charges sont appliquées au niveau supérieur du poteau.

IV - 2 - 3 - Charges appliquées aux fondations

La modélisation du bâtiment dans ROBOT DDC est effectuée sur une fondation en semelles isolées. Ainsi les charges appliquées aux têtes des semelles sont obtenues en faisant le cumul des charges transmises par les poteaux.

Le tableau suivant donne les chargements de quelques semelles isolées :

N	Type	Permanent	Exploitation	Accidentel	Cloison	Sismique 1	Sismique 2	Vent 1	Vent 2
Etage N1 Semelle sous poteau N1 b=0.3m, h=0.3m, H=0.7m, bf=0.8m, hf=0.8m, Hf=0.3m									
1_1	PH	9.832	2.707	0	0.145	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N2 b=0.2m, h=0.4m, H=0.4m, bf=2.3m, hf=2.8m, Hf=0.6m									
1_2	PH	57.594	13.94	0	55.967	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N3 b=0.4m, h=0.4m, H=0.1m, bf=4m, hf=4m, Hf=0.9m									
1_3	PH	211.638	26.152	0	73.059	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N4 b=0.4m, h=0.4m, H=0.1m, bf=4m, hf=4m, Hf=0.9m									
1_4	PH	215.035	26.834	0	82.88	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N5 b=0.4m, h=0.4m, H=0.05m, bf=4.1m, hf=4.1m, Hf=0.95m									
1_5	PH	246.959	34.775	0	47.772	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV – 8 : Chargements de quelques semelles isolées.

b - côté de la section du fût

h - côté de la section du fût

H - hauteur du fût

bf - côté de la section de la semelle

hf - côté de la section de la semelle

Hf - hauteur de la semelle

PH,(T) - force verticale

Pb,(T) - force horizontale, parallèle au côté b

Ph,(T) - force horizontale, parallèle au côté h

Les charges sont appliquées au niveau supérieur du fût.

V - DIMENSIONNEMENT

V -1 - Poteaux

Les poteaux des constructions courantes, qui ne supportent que des charges dites « centrées », n'interviennent pas dans la stabilité horizontale du bâtiment (présence de voile de contreventement), sont calculés par la méthode forfaitaire du B.A.E.L.

Les charges verticales sont calculées suivant la combinaison fondamentale de l'état limite ultime.

L'excentrement éventuel de l'effort de compression est limité à la moitié de la dimension du noyau central ($e < a/12$)

Dans le calcul des surfaces affectant le poteau, les travées sont considérées discontinues moyennant les coefficients de majoration forfaitaire suivant pour continuité des poutres :

- Deux travées.

Poteaux centraux : $k = 1,15$;

Poteaux de rive : $k = 1,00$.

- Trois travées et plus.

Poteaux voisins de rive : $k = 1,10$;

Autres poteaux : $k = 1,00$.

Pour les bâtiments courants, lorsque le poteau est assemblé à des poutres de rigidité au moins égale à la sienne ou bien encastré dans un massif de fondation : $L_f = 0,7 \times L_0$.

Dans les autres cas : $L_f = L_0$

L_0 , étant la longueur libre du poteau isolé ou la distance entre faces supérieures des planchers du bâtiment ou de la semelle de fondation.

L'élançement λ est limité à 70 pour parer aux risques de flambement.

La démarche de calcul est la suivante :

- Nous choisissons la section de béton suivant l'effort normal qui est appliqué et les contraintes architecturales ;
- Nous dimensionnons avec le module poteau de Robot Millennium ;
- Nous vérifions qu'il y'a la section minimale d'acier.

$$A_{\min} = \max \left\{ 8 \left(\frac{a+b}{100} \right) ; 0,2\%(a \times b) \right\} \quad \text{et } A < 5\%(a \times b)$$

Avec A_{\min} en cm^2 , a et b en cm

A titre d'exemple dimensionnons le poteau 47 du 1er étage.

Avec DDC, $N_u = 304,825$ Tonnes = 305 Tonnes

Données : $N_u = 305$ tonnes, $L_0 = 3,0$ m

$$f_{c28} = 22\text{MPa} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$f_e = 400\text{MPa} \quad \gamma_s = 1,15$$

Choix des dimensions de a et b

Un poteau est réglementaire si $b \leq 4x_a$

Fixons $a = 20\text{cm}$ et cherchons la dimension minimale qu'il faut donner à b en faisant $A = A_{\min}$ dans la formule

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Par conséquent, nous avons $a = 20\text{cm}$ et $b = 60\text{cm}$

$$L_f = 0,7 L_0 = 2,10\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = 0,0866$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 24,249$$

$$\lambda < 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,7755$$

Plus de la moitié des charges appliqué après 90jours

La section d'acier A est :

$$A = \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Brxf_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 4,2\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 8 \left(\frac{a + b}{100} \right) = 8 \left(\frac{30 + 85}{100} \right) = 9,2\text{cm}^2$$

Nous choisissons 10HA12 = 11,3cm²

Le plan d'exécution du poteau est montré par la figure suivante :

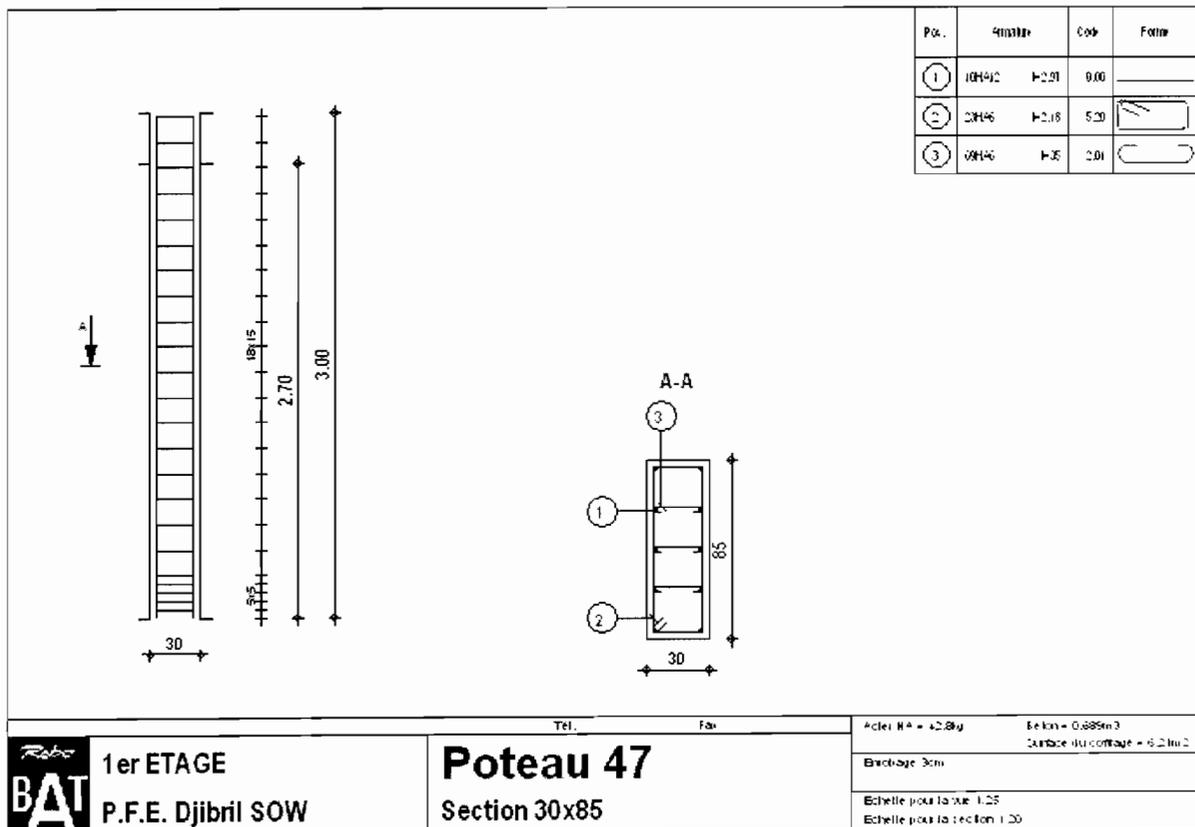


Figure V-1 : Plan d'exécution du poteau 47 du 1^{er} étage.

Les deux calculs donnent le même résultat : 10HA12 comme armature principale.

Section de 10HA12 = 11,3cm²

Et

$$A_{\min} = 8 \left(\frac{a+b}{100} \right) = 8 \left(\frac{30+85}{100} \right) = 9,2\text{cm}^2$$

Par conséquent, la section d'acier dans le poteau est suffisante.

La figure suivante indique les poteaux du 1^{er} étage (dessin effectué sur AutoCAD 2004) :

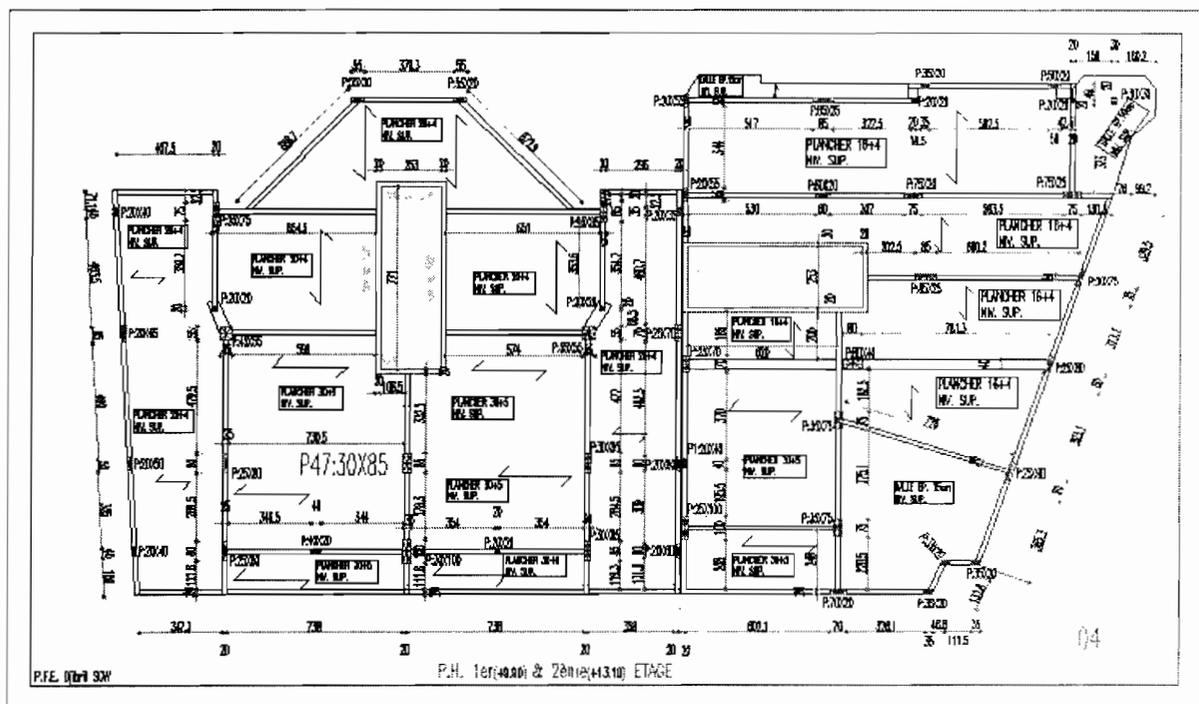


Figure V-2 : Plancher haut 1^{er} & 2^{ème} étage.

V - 2 - Escaliers

Pour les escaliers. Le type d'escalier est fourni par le plan architectural avec les dimensions suivantes :

$h = 18\text{cm}$ (marche ou hauteur de marche) ;

$g = 30\text{cm}$ (largeur ou giron ou largeur de giron).

Nous déterminons l'épaisseur (e) en prenant la longueur (L) de la paillasse de la cage d'escalier divisée par 28. Ici $L = 460\text{cm}$, ce qui donne $e =$

16.428cm . Pour la suite nous prendrons $e = 17\text{cm}$.

L'escalier est considéré comme une dalle pleine.

➡ Détermination des charges permanentes (G) de l'escalier :

Paillasse = $Y_{\text{béton}} * (e/\text{cosa}) = 496 \text{ daN/m}^2$ avec $\text{tga} = h/g$

Marche = $Y_{\text{béton}} * h/2 = 225 \text{ daN/m}^2$

Enduit = 30 daN/m^2

Chape + carrelage = 100 daN/m^2

Ainsi l'escalier pèse 851 daN/m^2

$$G = 851 \text{ daN/m}^2$$

➡ Détermination des charges d'exploitation (Q) de l'escalier :

Le bâtiment est à usage d'habitation.

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

➡ Dimensionnement de l'escalier

Données : $L = 460\text{cm}$

$$f_{c28} = 22\text{MPa} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$f_v = 400\text{MPa} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 12,47 \text{ MPa}$$

$$P_u = 1,35G + 1,50Q = 1524 \text{ daN/m}^2$$

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{8} = 4030,98 \text{ daN.m/ml (par bande de 1m ; b=1m)}$$

En prenant des HA12 avec un enrobage de 3cm :

$$d = 17 - 1,2/2 - 3 = 13,4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,180 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,250 < 0,259$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,06 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 9,6 \text{ cm}^2$$

Ecartement maximal = min(2xe ; 25cm)

On peut choisir des HA14 avec st = 15cm car on a :

$$\frac{1,53}{0,15} = 10,2 \text{ cm}^2/\text{ml} > 9,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ Armatures principales

HA14 avec st = 15cm

→ Armatures répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{10,2}{3} = 3,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{0,785}{0,15} = 5,23 \text{ cm}^2/\text{ml} > 3,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

HA10 avec st = 15cm



Armatures chapeaux

$$A_c = 15\%A_s = 1,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{0,2827}{0,15} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

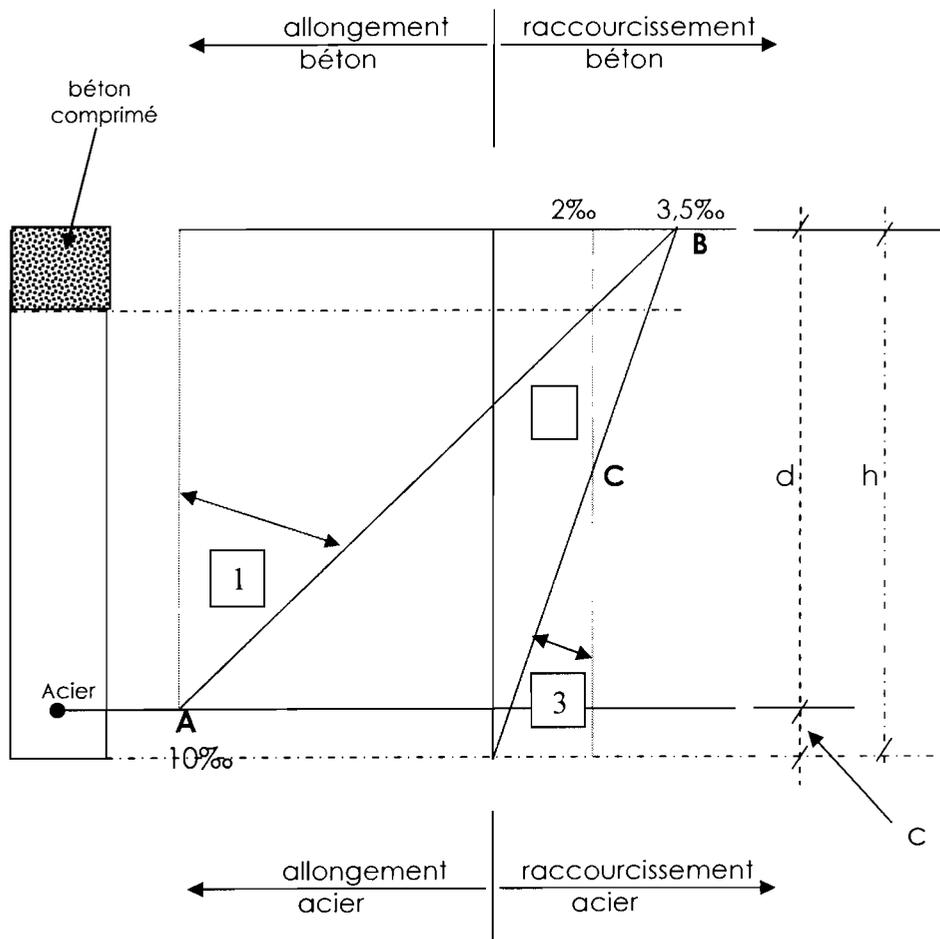
HA6 avec st = 15cm

V - 3 - Poutres

En flexion simple, la justification concerne l'état limite ultime de résistance de la section. On suppose qu'il n'y a pas d'effets du second ordre (flambement, déversement etc.) qui nécessiteraient en plus une justification à l'état limite ultime de stabilité de forme.

La justification consiste à montrer que le moment de flexion sollicitant la pièce sous la combinaison fondamentale vis-à-vis de l'état limite ultime reste inférieur au moment résistant limite calculé.

Les déformations limites de la section sont déterminées par la méthode dite des trois pivots dont voici le diagramme de déformation.



La droite des déformations traduisant l'équilibre de la section entre le béton comprimé et l'acier tendu passe par l'un des trois points A, B ou C auxquels correspondent trois domaines.

Domaine 1. (pivot A) :

L'acier est allongé à sa limite soit 10‰. Le béton est comprimé entre 0 et 3,5‰. C'est le domaine où l'acier est bien utilisé et la section de béton bien dimensionnée.

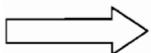
Domaine 2. (pivot B) :

Le béton est comprimé à la limite soit 3,5‰. L'acier est tendu entre 0 et 10‰. L'acier est mal utilisé car incomplètement tendu. Le béton est dimensionné trop juste.

La section est d'autant moins économique que l'allongement de l'acier est faible (droite se rapprochant de la verticale).

Domaine 3. (pivot C) :

Cela concerne la flexion composée avec une section entièrement comprimée.



Dimensionnement poutres ELU

Dans le cadre de ce projet, nous avons des poutres à section rectangulaire dont voici quelques règles pratiques pour choisir les dimensions de la poutre.

- poutre sur appuis simples

$$\frac{1}{15} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{10}$$

Avec h , la hauteur totale de la section droite et L , la portée de la travée entre nus d'appuis.

- poutre continue

$$\frac{1}{20} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16}$$

- la hauteur utile de la section droite d est tel que :

$$d = 0,9xh$$

- largeur de la poutre b est tel que :

$$0,3xd \leq b \leq 0,4xd$$

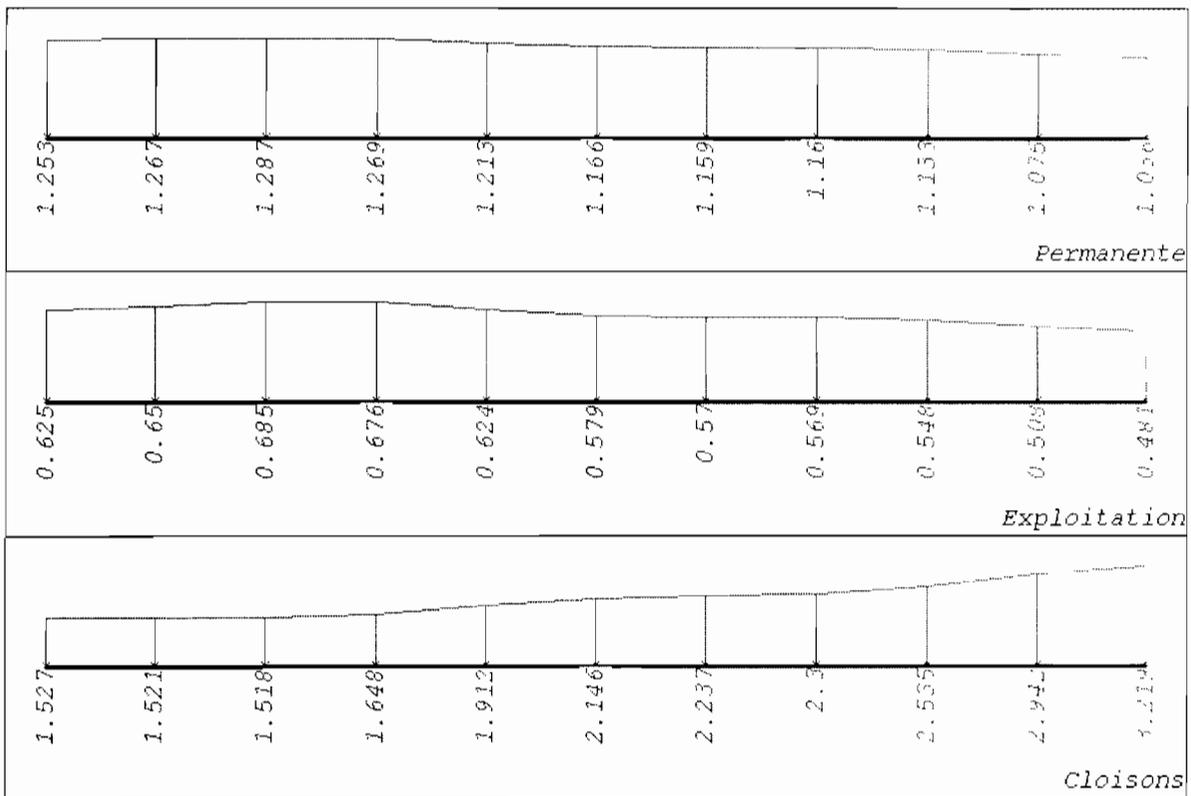
Mais nous vérifions les dimensions avec les efforts.

La hauteur minimale de la poutre est :

$$h_{\min} \geq \frac{d}{0,9} \quad \text{avec} \quad d = \frac{M_{\max}}{b \cdot \mu \cdot \sigma_{bc}}$$

A titre d'exemple dimensionnons la poutre 1 du 5ème étage dont le chargement est donné sur la figure suivante:

Poutre N1 Trav. N1 $b = 0.2[m]$ $h = 0.7[m]$ $l = 5.69[m]$



Poutre N1 Trav. N2 $b = 0.2[m]$ $h = 0.7[m]$ $l = 3.76[m]$

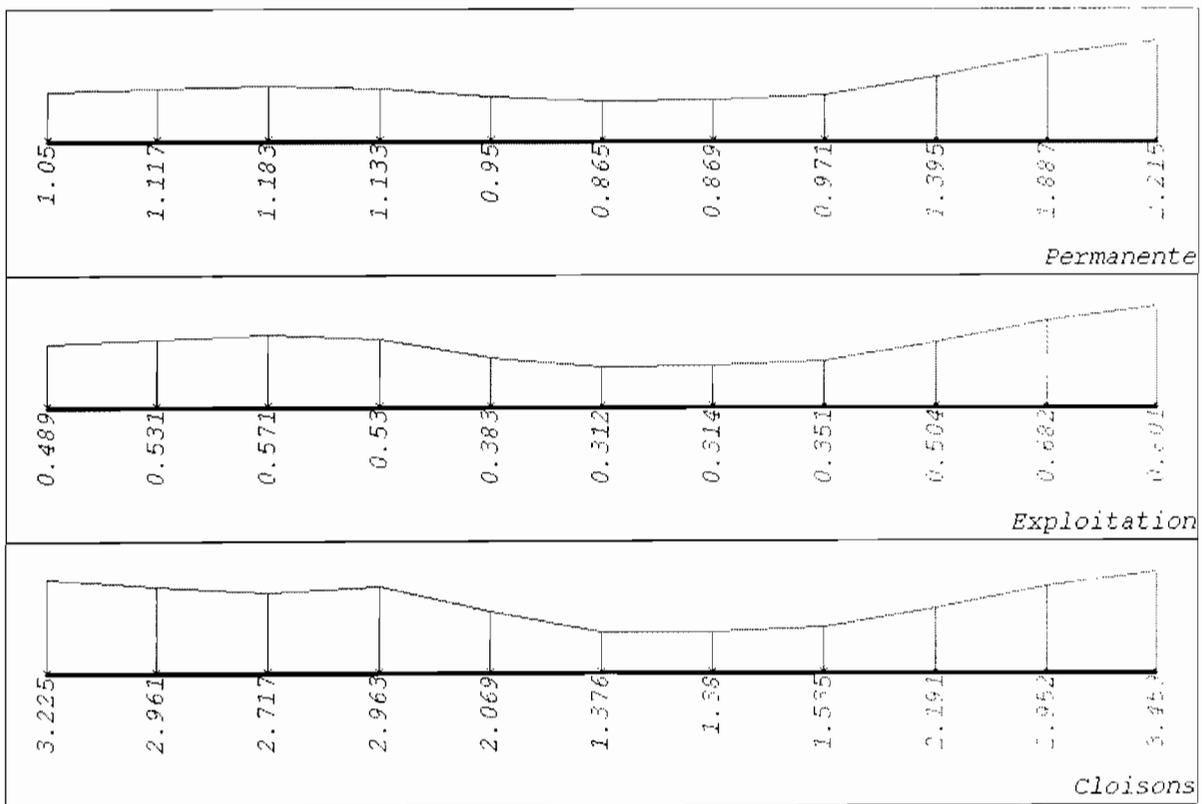


Figure V-3 : Chargement poutre 1 du 5ème étage.

L'information sur la travée de la poutre inclut:

- numéro de l'étage;
- numéro de la poutre;
- numéro de la travée;
- largeur de la travée (b);
- hauteur de la travée (h);
- longueur de la travée (l);
- charges (T/m).

Le schéma des charges est affiché pour chaque chargement. Le nom du chargement est affiché dans le coin droit en bas du schéma.

Les forces trapézoïdales sont affichées comme suit :

La travée de la poutre est divisée en 10 tronçons de longueur égale. Sur chaque tronçon, les forces trapézoïdales sont cumulées et remplacées par les forces équivalentes. L'intensité de la force est indiquée sous chaque vecteur. La valeur du rattachement n'est pas affichée: la longueur du tronçon supportant une force trapézoïdale est égale à 1/10 de la travée.

Les forces verticales concentrées sont affichées sous forme de vecteurs isolés. L'intensité de chaque force est indiquée sous le vecteur. Le rattachement est affiché en haut.

Les couples sont affichés sous forme de demi-cercles avec la direction et l'intensité de chaque moment. La valeur du rattachement n'est pas affichée: les moments ne sont calculés qu'aux extrémités de la travée. Les moments ne sont calculés que dans les chargements horizontaux.

La figure suivante montre le plan d'exécution de la poutre :

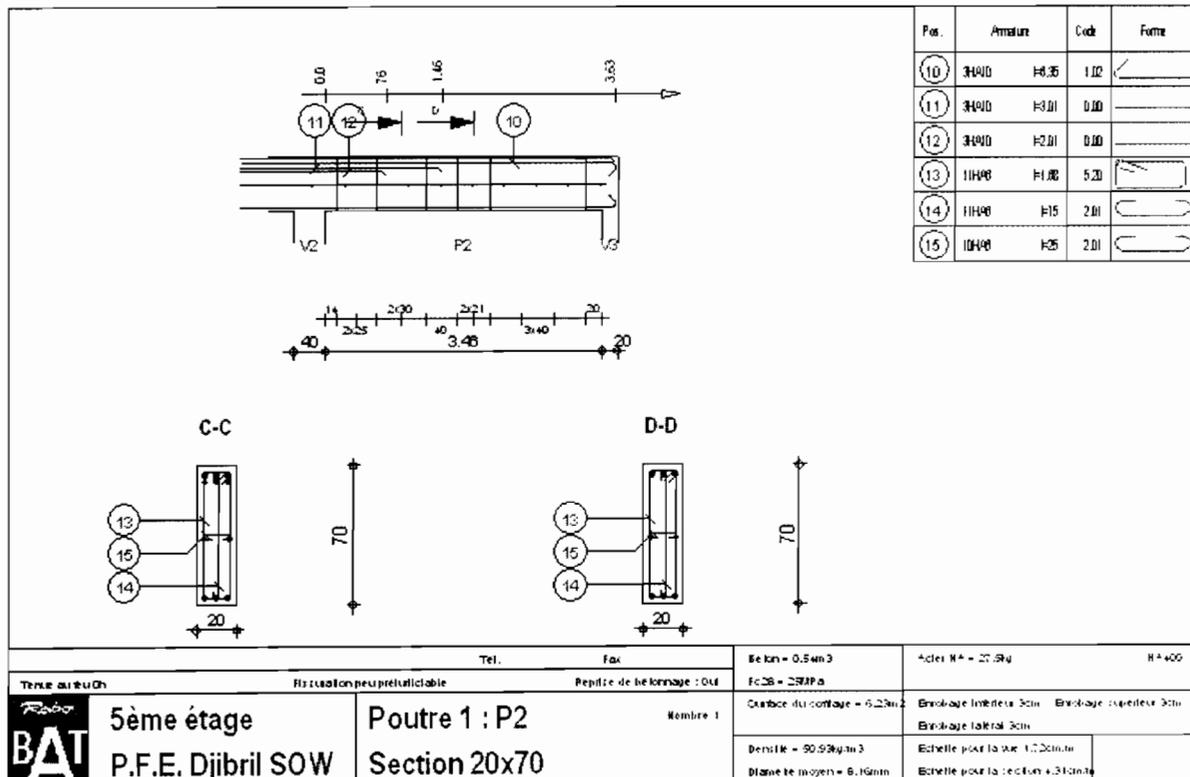
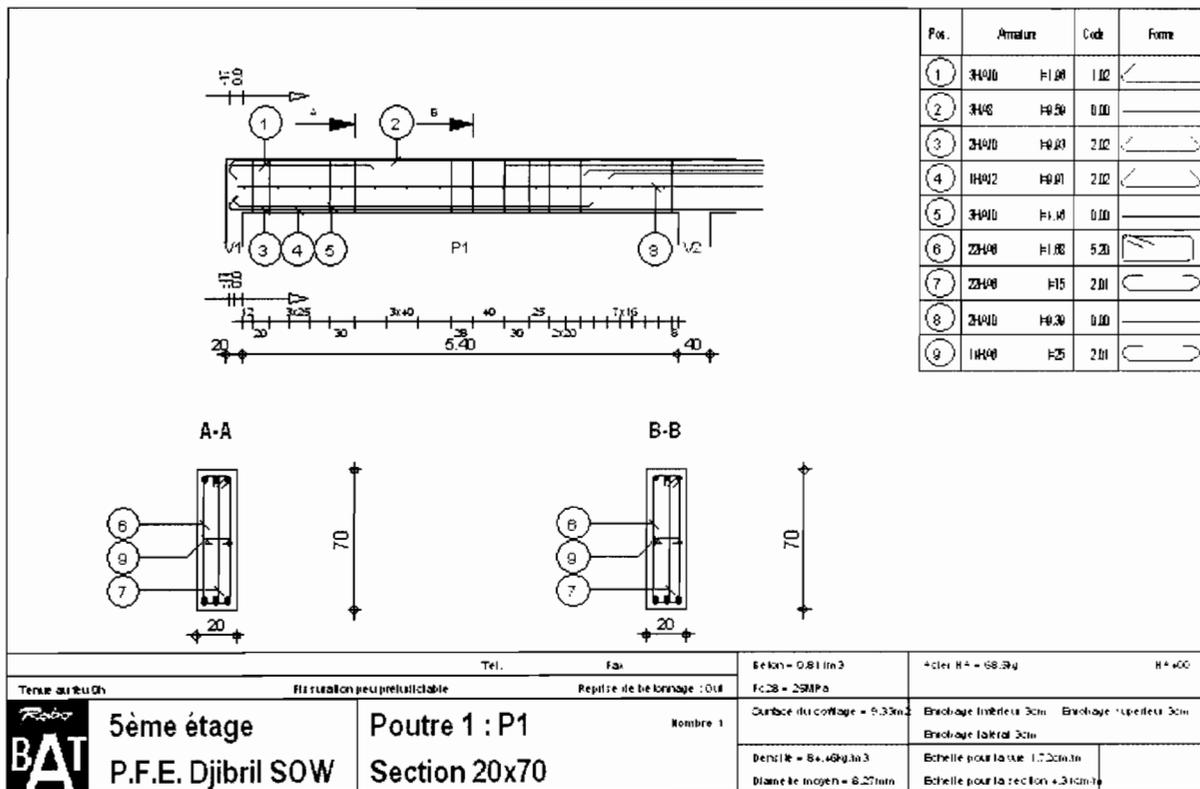


Figure V-4 : Plan d'exécution de la poutre 1 du 5ème étage.

La figure suivante montre les poutres du 5^{ème} étage dessinées sur AutoCAD.

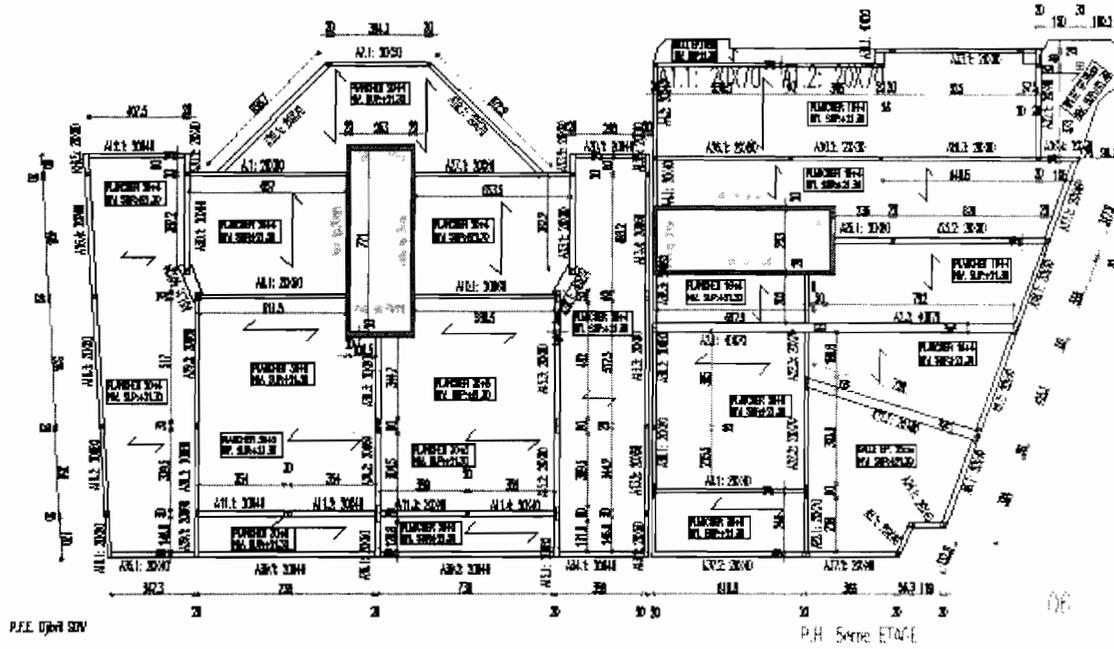


Figure V-5 : Plancher haut 5^{ème} étage.

V - 4 – Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux porteurs travaillant en flexion. Ils seront armés dans leurs zones tendues soit en partie inférieure, en milieu de travée et en partie supérieure, (chapeau) au niveau des appuis de rives ou centraux. Les efforts tranchants sont relativement faibles car bien répartis sur la longueur des appuis, les cadres sont rarement nécessaires.

V - 4 - 1- Dimensionnement de plancher avec poutrelles et entrevous

Les planchers hourdis sont calculés en les considérant reposer sur deux appuis. Les poutrelles sont lancées à priori suivant la plus petite dimension du plancher.

Les calculs consisteront à déterminer l'épaisseur du plancher par rapport à sa portée et la section des aciers (porteurs) à mettre dans la partie basse des poutrelles. La dalle de compression reçoit un quadrillage d'armatures de répartition.

Nous proposons de calculer le plancher 3_6 suivant, du plancher haut R.D.C.

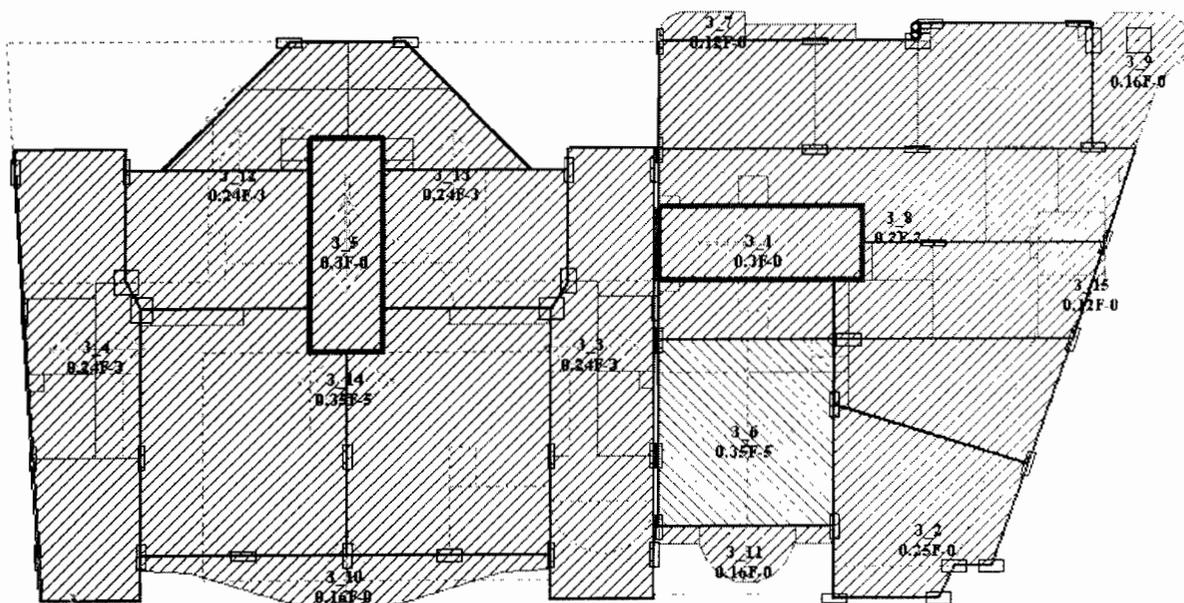


Figure V-6 : Plancher haut R.D.C.

Le plancher 0,35 F-5 est défini à partir de la bibliothèque des dalles, qui est un plancher hourdis de 30+5 :

L'épaisseur de la table de compression est égale à 5cm ;

La poutrelle sera dimensionnée comme une poutre en T avec une largeur $b_0=12\text{cm}$ et la largeur de l'aile de la table est donnée par $b_1=\min$

$$\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right);$$

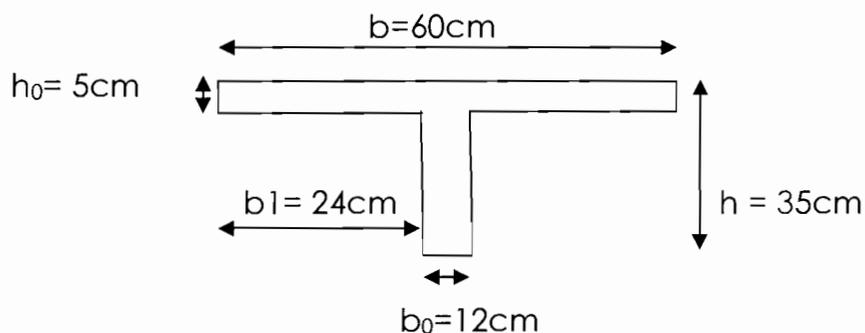
L'entre axe des poutrelles est de 60cm. Ce qui fait que $l_x = 0,60 - 0,12 = 0,48\text{m}$, donc $\frac{l_x}{2} = 0,24\text{m}$.

En considérant que les poutrelles ont une portée de : $L = 6,93\text{m}$ donc

$$\frac{l_y}{10} = \frac{6,93}{10} = 0,693\text{m}.$$

Par conséquent $b_1 = 0,24\text{m}$ et la largeur de la table $b = b_0 + 2b_1 = 0,12 + 2 \times 0,24 = 0,60\text{m}$.

Voici le schéma de la poutrelle :



Les charges permanentes (G) et variables (Q) sont définies au chapitre Descente de charge :

$$G = 545 \text{ daN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

Ainsi

La charge équivalente à l'ELU est :

$$P_u = 1,35G + 1,50Q = 960,75 \text{ daN/m}^2$$

L'entre axe de hourdis étant égal à 60cm. Ce qui fait, avec la méthode des surfaces tributaires, que chaque poutrelle a un chargement linéaire de $P_{up} = 0,60 \times P_u = 576,45 \text{ daN/m}$

Le moment ultime maximal à mi-travée de chaque poutrelle est :

$$\begin{aligned} M_U &= \frac{P_{up}.L^2}{8} \\ &= \frac{576,45 \times 6,93^2}{8} = 3460,492 \text{ daN.m} = 0,035 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Le moment de la table est :

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

Avec $d = 0,9h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,05 \left(0,315 - \frac{0,05}{2} \right) \times 0,85 \frac{22}{1,5}$$

$$M_{tu} = 0,10846 \text{ MNm}$$

Nous constatons que : $M_{tu} = 0,10846 \text{ MNm} > M_u = 0,035$. Par conséquent la table seule suffit pour équilibrer le moment ultime. Le dimensionnement s'effectue comme pour une section rectangulaire de hauteur $h = 35 \text{ cm}$ et de largeur $b = 60 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,0346}{0,6 \times 0,315^2 \times 0,85 \times \frac{22}{1,5}} = 0,0466 \quad \mu_{bu} < 0,186 \text{ donc}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0466}) = 0,0597$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,8 \times 0,0597 \times 0,6 \times 0,315 \times \frac{0,85 \times 22}{1,5}}{\frac{400}{1,15}} = 3,235 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{B} > \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \quad \text{ou} \quad A_s > \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} B$$

Avec $B = b_0 d$

$$B = 12 \times 31,5 = 378 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6$$

$$f_{t28} = 0,06 \times 22 + 0,6 = 1,92 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} B = \frac{0,23 \times 1,92}{400} \times 378 = 0,417 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous avons bien $A_s = 4,67 \text{ cm}^2 > \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} B$. Ce qui veut dire

que la condition de non fragilité est bien respecté.

$A_s = 3,235 \text{ cm}^2$ nous pouvons mettre comme armatures principales :

$$3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{P_{up}L}{2}$$

$$V_u = \frac{576,45 \times 6,93}{2} = 1997,40 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{1997,4 \times 10^{-5}}{0,12 \times 0,315} = 0,5284 \text{ Mpa ;}$$

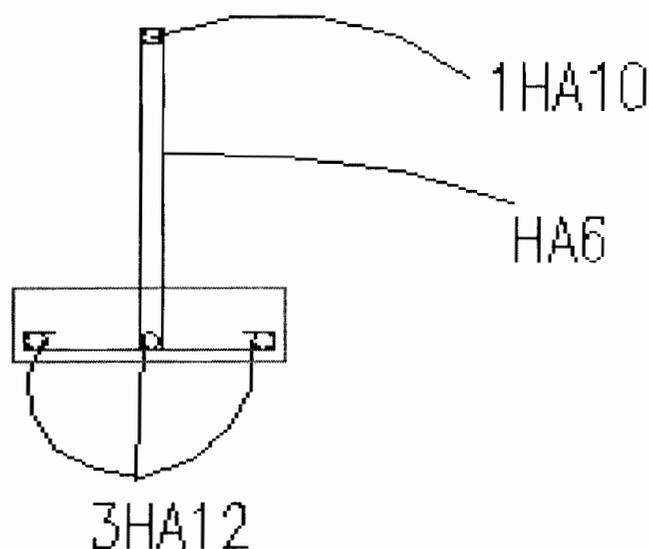
Or en flexion simple et en fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,15 \frac{22}{1,5} = 2,2 \text{ Mpa}$$

Par conséquent $\tau_u = 0,5284 \text{ Mpa} < 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,2 \text{ Mpa}$.

Voici le schéma de ferrailage :



V - 4 - 2 - Dimensionnement de dalle pleine

V - 4 - 2 - 1- Calcul de dalle rectangulaire encastrée

Nous proposons de calculer le plancher 10_9 suivant, du plancher haut 6^{ème} étage.

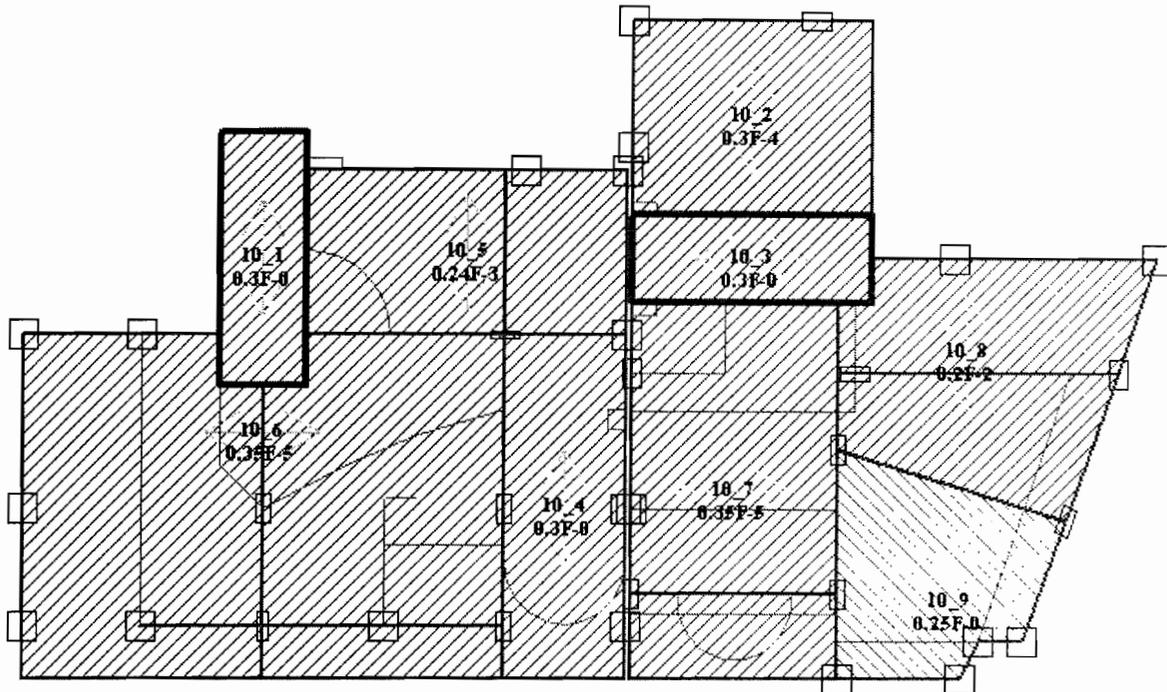


Figure V-7 : Plancher haut 6^{ème} étage.

Nous constatons que la dalle n'est pas rectangulaire. Ainsi, nous considérons le rectangle circonscrit pour faire les calculs.

Par conséquent, les portées entre nus des appuis sont :

$$l_x = 7,15\text{m} \quad \text{et} \quad l_y = 7,26\text{m}$$

Le rapport des portées $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$\rho = \frac{7,15}{7,25} = 0,986 \approx 1$$

La dalle est soumise à des charges uniformes et $0,4 < \rho \leq 1$.

Les charges uniformes sont estimées dans DDC.

$G = \text{poids propre} + \text{enduit} + \text{chape} + \text{carrelage}$

$$G = 0,25 \times 2500 + 1,5 \times 20 + 4 \times 20 + 20 = 755 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

Ainsi, la charge pondérée à l'ELU est :

$$P = 1,35G + 1,50Q$$

$$P = 1,35 \times 755 + 1,50 \times 150 = 1244,25 \text{ daN/m}^2$$

Les moments fléchissants développés au centre du panneau ont pour valeur :

$$- \text{ dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$$

$$- \text{ dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et de l'état limite

$$\text{considéré. } \rho = \frac{7,15}{7,25} = 0,986 \approx 1, \quad \mu_x = 0,0368 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$M_x = 0,0368 \times 1244,25 \times 7,15^2 = 327,387 \text{ daNm/m}$$

$$\text{Ainsi } M_x = M_y = 327,387 \text{ daNm/m}$$

Moment unitaire en travée suivant x est $M_{tx} = 0,85M_x$

$$M_{tx} = 0,85 \times 327,387 = 278,279 \text{ daNm/m}$$

Moment unitaire en travée suivant y est $M_{ty} = 0,85M_y$

$$M_{ty} = 0,85 \times 327,387 = 278,279 \text{ daNm/m}$$

Moment d'encastrement $M_e = -0,4M_x$

$$M_e = 0,4 \times 327,387 = 151,355 \text{ daN.m/m}$$

Ainsi pour chaque bande de 1m ($b = 1\text{m}$) ; $M = 278,279 \text{ daN.m/m}$:

$$\mu_u = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec } h = 25\text{cm} \quad \text{et} \quad d = 0,9h$$

$$\mu_u = \frac{278,279 \times 10^{-5}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 0,85 \frac{22}{1,5}} = 0,0044$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0044} \right) = 0,0055$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times 0,25(1 - 0,4 \times 0,0055) = 0,2245 \text{ m} = 22,45 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{z \cdot f_{bu}} = \frac{278,279 \times 10^{-5}}{0,2245 \times 0,85 \frac{22}{1,5}} = 9,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{1,539}{0,15} = 10,26 > 9,94, \text{ nous mettons des HA14 avec } st = 15 \text{ cm.}$$

V - 4 - 2 - 2 - Calcul de balcon

Considérons le balcon 3_11 du 5^{ème} étage qui est montré sur la figure suivante :

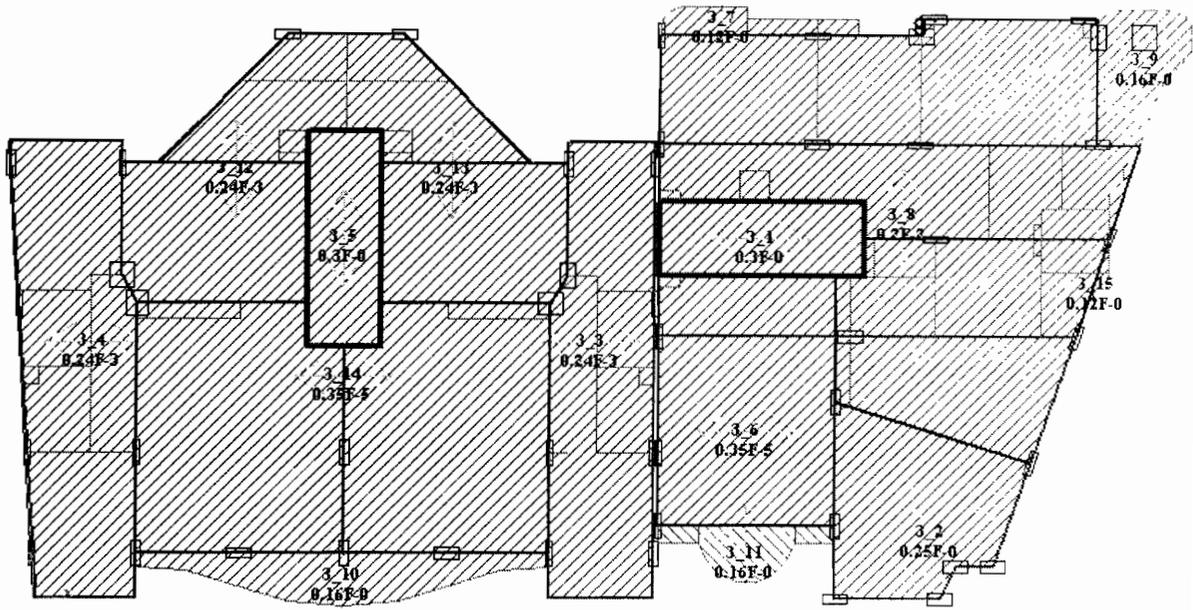
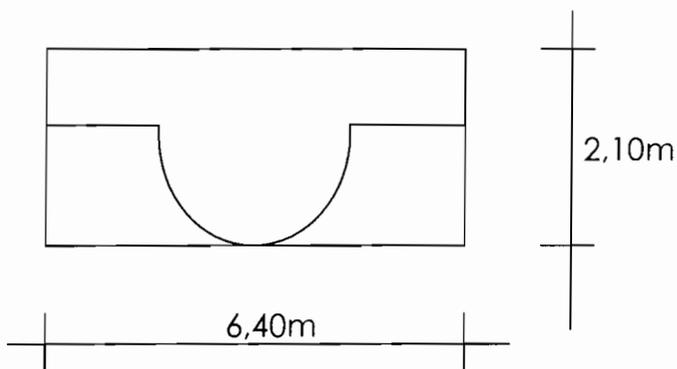
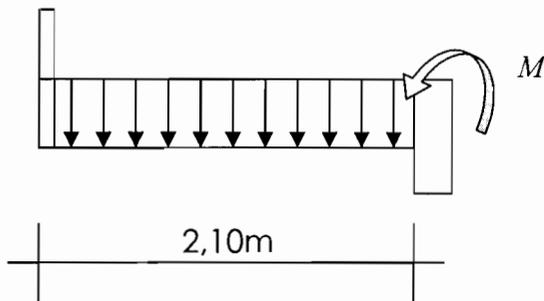


Figure V-8 : Plancher haut 5^{ème} étage.

Nous allons considérer le rectangle circonscrit pour les calculs. Ainsi nous avons : longueur $L = 6,40\text{m}$, largeur $l = 2,10\text{m}$ et une épaisseur de la dalle de 16cm .



Le balcon sera calculé comme une poutre en porte en faux :



Nous avons une porte à faux de 2,10 m d'où des moments négatifs sur toute la dalle.

Le moment à l'appui est donné par :

$$M = \frac{pl^2}{2},$$

Avec p la charge linéique sur une bande de 1 m

Les charges uniformes sont estimées dans DDC comme suit:

$G = \text{poids propre} + \text{enduit} + \text{chape} + \text{carrelage}$

$$G = 0,16 \times 2500 + 1,5 \times 20 + 4 \times 20 + 20 = 510 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Ainsi la charge pondérée à l'ELU est :

$$P_u = 1,35G + 1,50Q$$

$$P_u = 1,35 \times 510 + 1,50 \times 350 = 1213,5 \text{ daN/m}^2$$

Ainsi la charge linéique sur une bande de 1 m $p = 1213,5 \text{ daN/ml}$.

Donc le moment crée à l'appui par les charges linéiques est :

$$M = \frac{1213,5 \times 2,1^2}{2} = 2675,77 \text{ daN.m/ml}$$

Mais à l'extrémité du balcon nous avons mis un garde corps de 1 m de hauteur :

La charge ponctuelle créée est estimée, pour chaque bande de 1 m, comme suit:

$G = \text{poids propre} + \text{enduit}$

$$G = 1 \times [0,10 \times 1 \times 2500 + 2(1,5 \times 1 \times 20)] = 310 \text{ daN/ml}$$

Nous considérons une charge d'exploitation de 100 daN/ml car le garde corps (mur encastré) est soumis à un moment de flexion dû à la poussée des usagers qui s'appuient :

$$Q = 100 \text{ daN/ml} \quad \text{pour } b = 1 \text{ m}$$

$$p = 1,35G + 1,50Q$$

$$p = 1,35 \times 310 + 1,50 \times 100 = 568,5 \text{ daN/ml}$$

Ainsi le moment créé par cette charge est :

$$M' = pl$$

$$M' = 568,5 \times 2,1 = 1193,85 \text{ daN.m/ml}$$

Par conséquent le moment ultime de calcul est :

$$M_u = M + M'$$

$$M_u = 2675,77 + 1193,85 = 3869,62 \text{ daN.m/ml}$$

Ainsi

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{3869,62 \times 10^{-5}}{1 \times (0,9 \times 0,16)^2 \times 0,85 \times \frac{22}{1,5}} = 0,14969$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,14969}) = 0,2037$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{0,8 \times 0,2037 \times 1 \times (0,9 \times 0,16) \times (0,85 \times \frac{22}{1,5})}{400 / 1,15} = 8,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous mettons comme armature principale (supérieures) des HA14 avec

$$st = 15 \text{ cm. Car } \frac{1,54}{0,15} = 10,27 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les aciers de répartition nous avons :

$$Ar = \frac{As}{3}$$

$$Ar = \frac{10,27}{3} = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous mettons comme armature de répartition des HA10 avec $st=20\text{cm}$. Car

$$\frac{0,785}{0,20} = 3,925 \text{ cm}^2/\text{ml} \# 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

⇒ Ferrailage du garde corps du balcon

La hauteur du garde corps est de 1m, l'épaisseur est de 10cm et en prenant une bande de 1m:

$$l=1\text{m}; h=0,10\text{m}; b=1\text{m} \text{ et } d=0,9h=0,9 \times 0,10=0,09\text{m}.$$

Le moment fléchissant est :

$$Mu = \frac{p.l^2}{2} \quad \text{avec } p=568,5 \text{ daN/ml}$$

$$Mu = \frac{568,5 \times 10^{-5} \times 1^2}{2} = 284,25 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{284,25 \times 10^{-5}}{1 \times 0,09^2 \times 0,85 \times \frac{22}{1,5}} = 0,028$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,0357$$

$$As = \frac{0,8x\alpha bxdx f_{bu}}{f_c / \gamma_s}$$

$$As = \frac{0,8 \times 0,0357 \times 1 \times 0,09 \times (0,85 \times \frac{22}{1,5})}{400 / 1,15} = 0,921 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{B} > \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \quad \text{ou} \quad A_s > \frac{0,23f_{t28}}{f_e} B$$

Avec $B = bd$

$$B = 100 \times 9 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6$$

$$f_{t28} = 0,06 \times 22 + 0,6 = 1,92 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \frac{0,23f_{t28}}{f_e} B = \frac{0,23 \times 1,92}{400} \times 900 = 0,9936 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous avons bien $A_s = 0,921 \text{ cm}^2/\text{ml} < \frac{0,23f_{t28}}{f_e} B = 0,9936 \text{ cm}^2$. Ce

qui veut dire que nous devons mettre au minimum une section égale à $0,9936 \text{ cm}^2$.

Nous mettons comme armature principale des HA6 avec $st=25 \text{ cm}$. Car

$$\frac{0,282}{0,25} = 1,128 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,9936 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les aciers de répartition nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{3}$$

$$A_r = \frac{1,128}{3} = 0,376 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous mettons comme armature de répartition des HA6 avec $st=30 \text{ cm}$. Car

$$\frac{0,282}{0,3} = 0,94 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,376 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

V - 5 - Voiles

Dimensionnement des voiles cage d'escalier et d'ascenseur

Calculons le voile 3_1 du RDC qui est montré sur la figure suivante :

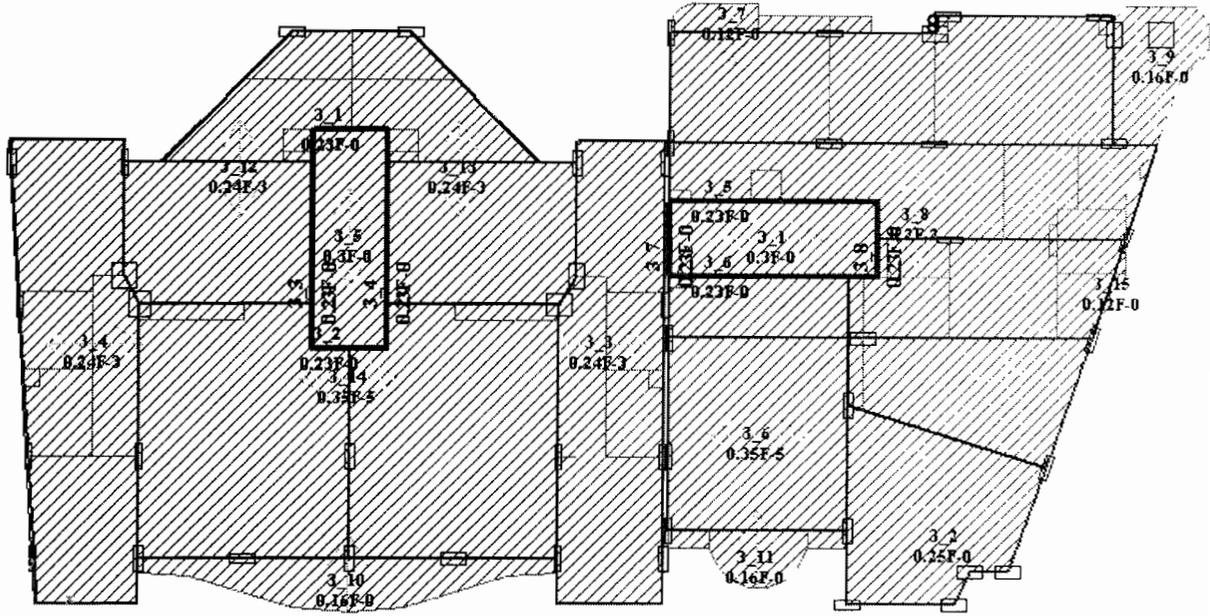
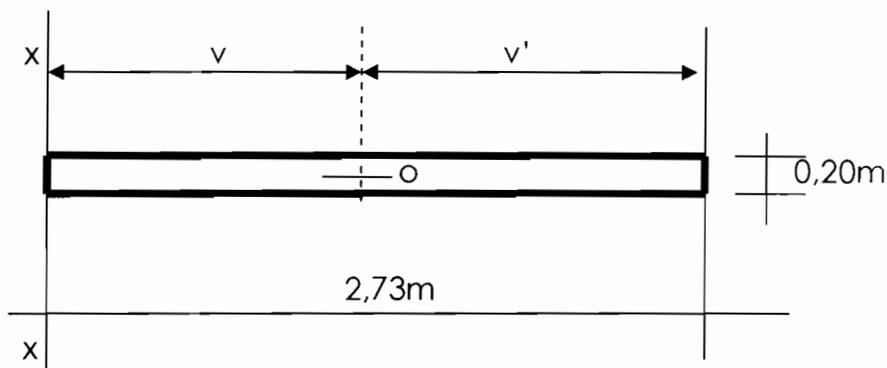


Figure V-9 : Plancher haut R.D.C.

Les dimensions de la cage sont : $L=7,91\text{m}$ et $l=2,73\text{m}$

*les caractères géométriques et mécaniques du mur sont :



La surface $B = 2,73 \times 0,20 = 0,546\text{m}^2$;

Le moment statique par rapport à l'axe XX est $S = \frac{0,546 \times 2,73}{2} = 0,7453\text{m}^3$;

Le moment d'inertie par rapport à l'axe XX est

$$J = 0,7453 \times \frac{2}{3} \times 2,73 = 1,3564 \text{m}^4 ;$$

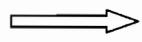
La position du centre de gravité v v' :

$$v = \frac{S}{B} = \frac{0,7453}{0,546} = 1,365 \text{m}, \quad v' = 2,73 - 1,36 = 1,365 \text{m} ;$$

En appliquant le théorème d'Huyghens : $J = I_0 + SxV = I_0 + BxV^2$

$$\text{Nous avons : } I_0 = J - SxV = 1,3564 - 0,7453 \times 1,365 = 0,3391 \text{m}^4.$$

1 - Détermination des actions



Calcul des actions permanentes

Le poids propre du voile et des voiles supérieurs :

$$G_1 = 9 \times 0,20 \times 3 \times 2500 = 13500 \text{ daN/ml}$$

Dans la cage, nous avons une partie qui est occupée par l'ascenseur et une autre partie qui est occupée par l'escalier.

Nous considérons que l'ascenseur pèse 400 daN/m^2 . L'escalier à été considéré comme pesant $0,30 \times 2500 = 750 \text{ daN/m}^2$ avec une charge d'exploitation de 250 daN/m^2 . En plus le voile 3_1 porte une partie des planchers 3_6 et 9_7 (de surface $3,55 \text{ m} \times 2,73 \text{ m}$ et de charge 460 daN/m^2).

La toiture terrasse ne transmet pas de charge sur le voile. Ainsi nous obtenons, en uniformisant la charge surfacique à 750 daN/m^2 et en intégrant la contribution des voiles supérieurs :

$$G_2 = 9 \times \left[750 \times \frac{7,91 \times 2,73}{2} + 460 \times \frac{3,55 \times 2,73}{2} \right] = 92942,167 \text{ daN}$$

$$Q = 9 \times \left[250 \times \frac{7,91 \times 2,73}{2} + 150 \times \frac{3,55 \times 2,73}{2} \right] = 30835,350 \text{ daN}$$

Par conséquent :

$$G = G_1 + G_2 = 13500 + 92942,167 = 106442,167 \text{ daN}$$

$$Q = 30835,350 \text{ daN}$$

⇒ Calcul des actions variables

Dans l'hypothèse de l'immeuble situé en zone 2 et pressions extrêmes, d'après les Règles Neiges et vent NV65 nous avons :

- la pression dynamique de base q_{10} (à une hauteur $H \leq 10\text{m}$) vaut 60daN/m^2 .

Pour une hauteur H on a :

$$q_H = q_{10} \times 2,5 \frac{H+18}{H+60} k_s \cdot \beta \cdot \delta \cdot c_t$$

- le coefficient de site k_s est égal à 1,3 en considérant qu'on est à moins de 6km de la mer donc site exposé ;
- le coefficient dynamique β est égal à 1 considérant que l'immeuble est ordinaire ;
- le coefficient de traînée globale c_t est égal à 1,3 ;
- le coefficient de réduction δ correspondant à une surface exposée de 2,73m x 30m. la plus grande dimension de la surface 30m donne $\delta = 0,765$.

Ainsi l'action résultante unitaire est donc égale à :

$$60 \times 2,5 \times \frac{10+18}{10+60} \times 1,3 \times 1 \times 0,765 \times 1,3 = 77,571 \text{ daN/m}^2 \quad \text{pour } H \leq 10\text{m}$$

La hauteur du bâtiment exposée au vent $H = 30\text{m}$.

$$60 \times 2,5 \times \frac{30+18}{30+60} \times 1,3 \times 1 \times 0,765 \times 1,3 = 103,428 \text{ daN/m}^2 \quad \text{pour } H=30\text{m}$$

Par simplification nous admettons une valeur moyenne pondérée de

$$\frac{77,571 + 103,428}{2} = 90,5 \text{ daN/m}^2.$$

Conformément à l'annexe D des règles BAEL, la valeur nominale est en général prise égale à 1,2 fois la charge normale des règles NV 65 révisées

(édition 1978) pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes de résistance.

Ainsi $w = 1,2 \times 90,5 = 108,6 \text{ daN/m}^2$.

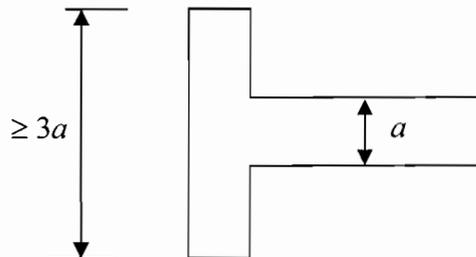
Soit une charge uniforme le long du mur :

$w = 108,6 \times 2,73 = 296,478 \text{ daN/m}$.

2 –Détermination de la longueur de flambement l_f du voile

Nous constatons que tous les voiles sont raidis latéralement car un voile en retour constitue un raidisseur efficace.

Un raidisseur ne peut être pris en compte que si sa dimension transversale, mesurée suivant la direction perpendiculaire au mur, est au moins égale à trois fois l'épaisseur de ce dernier.



* longueur de flambement l'_f dans le cas où le mur est non raidi

La hauteur libre du voile $l = 3\text{m}$

L'épaisseur du voile = $a = 20\text{cm}$;

La longueur du voile $b = 2,73\text{m}$

L'épaisseur du plancher $h_0 = \frac{30 + 24}{2} = 27\text{cm}$;

Les longueurs sont : $l_w = 3,55\text{m}$; $l_e = 7,91\text{m}$

Ainsi $\frac{a}{h_0} = \frac{27}{30} = 0,74$ et $\frac{l}{l_w} + \frac{l}{l_e} = \frac{3}{3,55} + \frac{3}{7,91} = 1,224$

A partir de l'abaque 4.2 mis en annexe nous lisons :

$$\frac{l'_f}{l} = 0,70 \quad \Longrightarrow \quad l'_f = 0,70 \times l = 0,70 \times 3 = 2,1 \text{ m}$$

* longueur de flambement l'_f , dans le cas où le voile est raidi à ses deux extrémités et armé horizontalement, est :

Avec $l'_f = 2,1 \text{ m} < b = 2,73 \text{ m}$.

$$l_f = \frac{l'_f}{1 + \left(\frac{l'_f}{b}\right)^2} = \frac{2,1}{1 + \left(\frac{2,1}{2,73}\right)^2} \quad \Longrightarrow \quad l_f = 1,319 \text{ m}$$

* longueur de flambement l'_f , dans le cas où le voile est raidi à ses deux extrémités et non armé horizontalement, est :

Avec $l'_f = 2,1 \text{ m} < b = 2,73 \text{ m}$.

$$l_f = \frac{l'_f}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l'_f}{b}\right)^2} = \frac{2,1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{2,1}{2,73}\right)^2} \quad \Longrightarrow \quad l_f = 1,62 \text{ m}$$

3 – Calcul de N_u

Les différentes combinaisons à considérer sont :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $1,35G + 1,5Q + 1,2W$
- 3) $1,35G + 1,5W + Q$

N.B : Bien noter que ce coefficient 1,2 se superpose à celui déjà pris en compte pour l'évaluation de W.

Dans ce qui suit nous supposons que la résultante des charges G et Q passe par le centre de gravité O de la section horizontale du mur.

⇒ Sollicitations résultant de la combinaison 1

La charge verticale totale P_{U1} vaut :

$$P_{U1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,064 + 1,5 \times 0,308 = 1,898 \text{ MN}$$

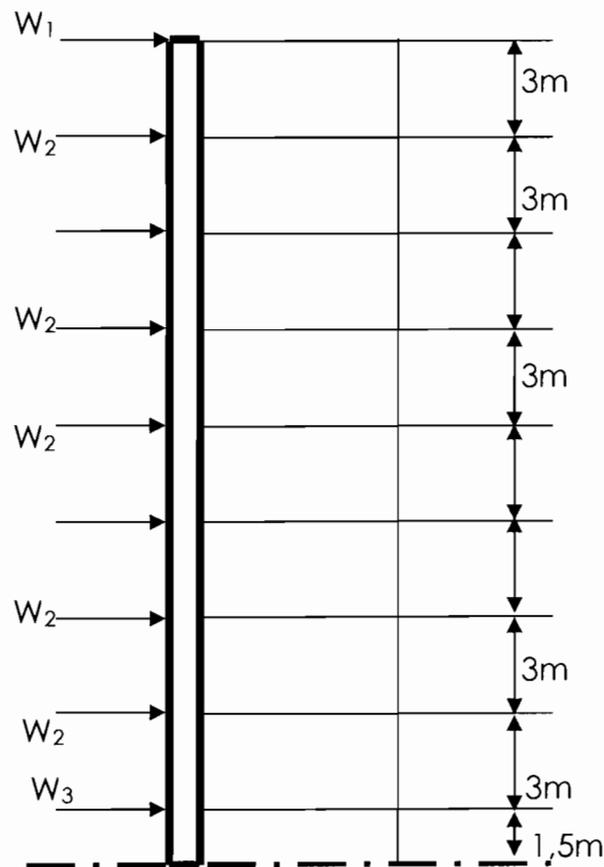
La charge verticale totale par mètre de voile N_{U1} vaut :

$$N_{U1} = \frac{P_{U1} \times a}{B} \quad \text{avec } a = \text{épaisseur du voile}$$

$$N_{U1} = \frac{1,898 \times 0,20}{0,546} = 0,695 \text{ MN/m}$$

⇒ Sollicitations résultant de la combinaison 2

L'action répartie du vent est de 296,478 daN/m appliqués uniformément sur le mur considéré ; cette charge est transmise au mur de refend par les planchers d'où la répartition des efforts.



- au niveau de la terrasse

$$W_1 = 296,478 \times \frac{3}{2} = 444,717 \text{ daN}$$

- au niveau des planchers des étages courant

$$W_2 = 296,478 \times \frac{3+3}{2} = 889,434 \text{ daN}$$

- au niveau du plancher haut du rez-de-chaussée

$$W_3 = 296,478 \times \frac{3+3}{2} = 889,434 \text{ daN}$$

Le moment dans la section à mi-hauteur du voile du rez-de-chaussée a pour valeur non pondérée :

$$M_G = 444,717x(8x3 + 1,5) + 889,434x[(7x3 + 1,5) + (6x3 + 1,5) + (5x3 + 1,5) + (4x3 + 1,5) + (3x3 + 1,5) + (2x3 + 1,5) + (3 + 1,5)] + 889,434x1,5$$

$$M_G = 0,970 \text{ MN.m}$$

Pour la combinaison d'actions 2 nous avons :

$$P_{U2} = P_{U1} = 1,898 \text{ MN}$$

Et

$$M_{U20} = 1,2M_G = 1,2 \times 0,97 = 1,165 \text{ MN.m}$$

En admettant que la distribution des charges sur la largeur du voile est une distribution plane passant par les deux points correspondant aux valeurs extrêmes aux extrémités A et B de cette largeur (voir figure ci-après), à savoir :

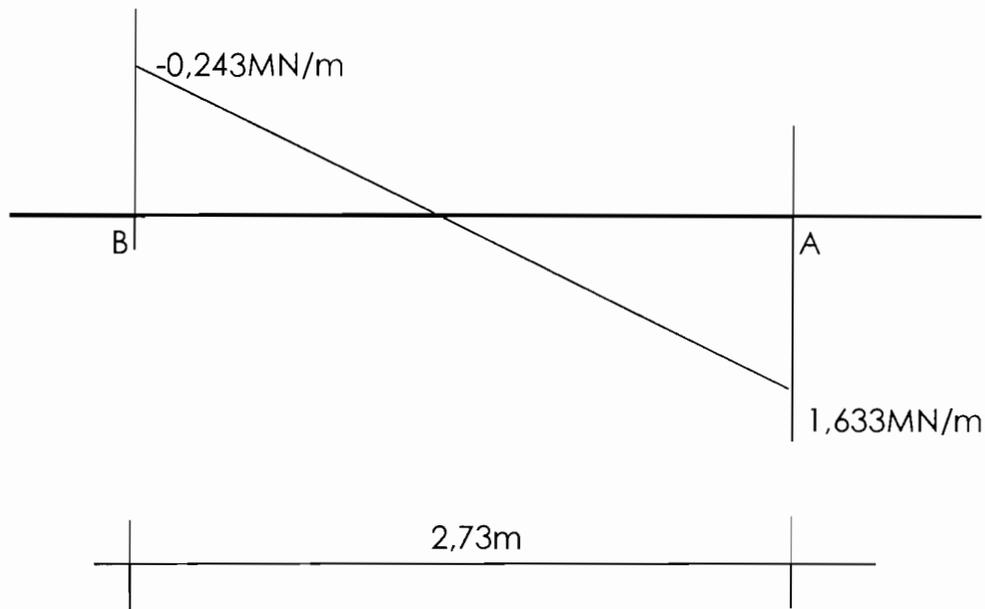
$$\text{- au point A : } N_{UA2} = \left(\frac{P}{B} \pm \frac{M_{U20} V'}{I_0} \right) a$$

$$N_{UA2} = \left(\frac{1,898}{0,546} \pm \frac{1,165 \times 1,365}{0,3391} \right) \times 0,20 = \{1,633 \text{ MN/m} ; -0,243 \text{ MN/m}\}$$

$$\text{- au point B : } N_{UB2} = \left(\frac{P}{B} \mp \frac{M_{U2O}V}{I_0} \right) a$$

$$N_{UB2} = \left(\frac{1,898}{0,546} \mp \frac{1,165 \times 1,365}{0,3391} \right) \times 0,20 = \{-0,243 \text{ MN/m}; 1,633 \text{ MN/m}\}$$

En prenant la valeur la plus élevée obtenue avec l'opérateur (+), idem pour l'opérateur (-). Nous avons le diagramme de charge le plus défavorable à l'état limite pour la combinaison 2 :



⇒ Sollicitations résultant de la combinaison 3

$$P_{U3} = 1,35G + Q = 1,35 \times 1,064 + 0,308 = 1,744 \text{ MN}$$

$$M_{U3O} = 1,5M_G = 1,5 \times 0,97 = 1,455 \text{ MN.m}$$

En opérant comme nous avons fait pour la combinaison 2, nous arrivons à :

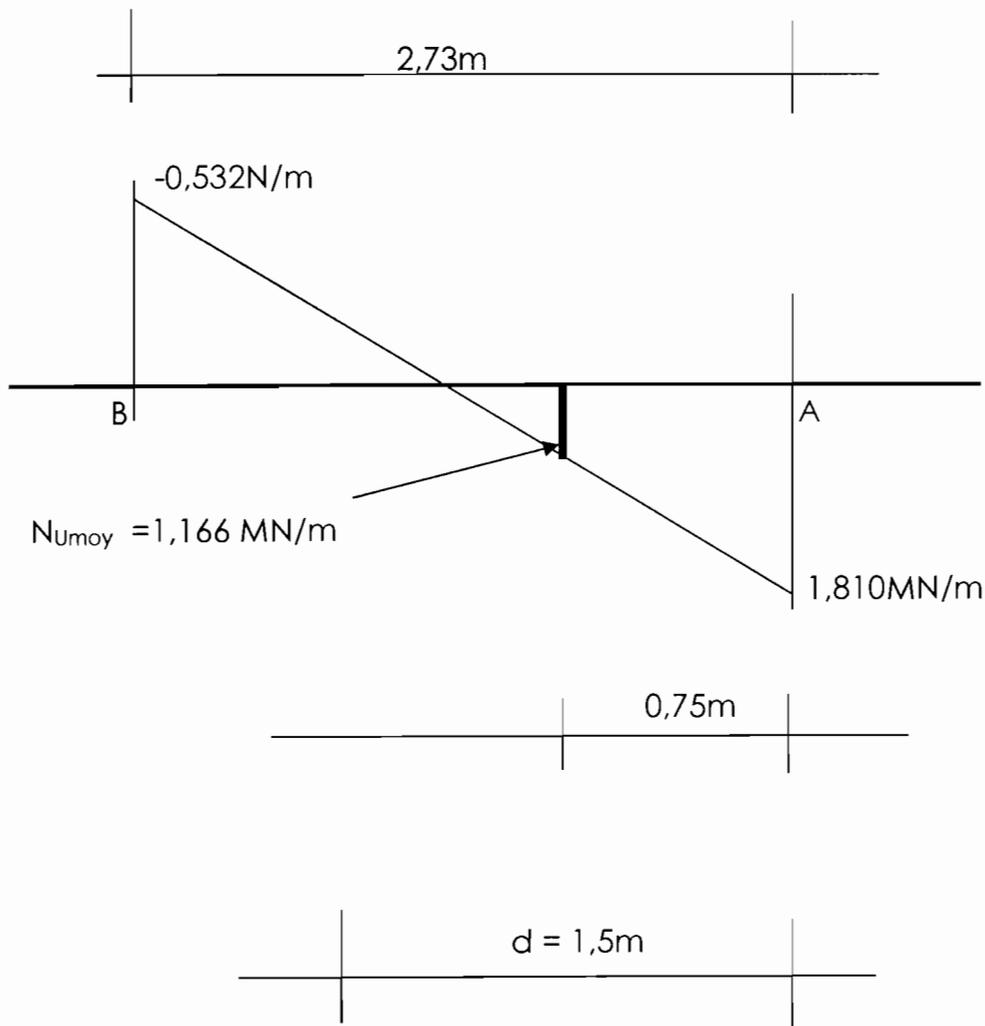
$$\text{- au point A : } N_{UA3} = \left(\frac{P}{B} \pm \frac{M_{U3O}V'}{I_0} \right) a$$

$$N_{UA3} = \left(\frac{1,744}{0,546} \pm \frac{1,455 \times 1,365}{0,3391} \right) \times 0,20 = \{1,810 \text{ N/m} ; -0,532 \text{ /m}\}$$

$$\text{- au point B : } N_{UB3} = \left(\frac{P}{B} \mp \frac{M_{U30} V}{I_0} \right) a$$

$$N_{UB3} = \left(\frac{1,744}{0,546} \mp \frac{1,455 \times 1,365}{0,3391} \right) \times 0,20 = \{-0,532 \text{ N/m} ; 1,810 \text{ /m}\}$$

Nous avons le diagramme de charge le plus défavorable à l'état limite pour la combinaison 3 :



Nous constatons que c'est cette combinaison 3 qui est la plus défavorable. La bande la plus sollicitée a une largeur $d = \frac{h}{2}$, avec h étant la hauteur du voile.

$$d = \frac{3}{2} = 1,5\text{m}$$

Cherchons la valeur moyenne de la charge ultime N_{Umoy} pour cette bande la plus sollicitée.

Nous avons une équation de la forme $Y = aX + b$

Pour $X = 0, Y = 1,81 \implies b = 1,81$

Pour $X = 2,73, Y = -0,532 \implies a = \frac{-0,532 - 1,81}{2,73} = -0,858$

Donc $Y = -0,858X + 1,81$

N_{Umoy} est obtenue pour $X = 0,75\text{m} \implies N_{Umoy} = -0,858 \times 0,75 + 1,81$

$$N_{Umoy} = 1,1665 \text{ MN/m}$$

4 - Détermination de $\overline{N_U}$

Nous avons $B_r = (a - 2cm)d$, en considérant des tranches de 1m du voile :
 $d = 1\text{m}$, Avec $a = 20\text{cm}$.

$$B_r = (20 - 2) \times 100 = 1800\text{cm}^2 = 0,18\text{m}^2.$$

Le mur étant ici supposé non armé, nous avons, $l_f = 1,62\text{m}$. $\frac{l_f}{a} = \frac{1,62}{0,20} = 8,1$.

Pour cette valeur l'abaque n°4.3 donne :

$$\nu = 0,508. \text{ avec } f_{c28} = 22\text{MPa}, \overline{N_U} = \nu x B_r x f_{c28} = 0,508 \times 0,18 \times 22 = 2,012\text{MN/m}.$$

Ainsi nous avons $N_U = N_{Umoy} = 1,1665 \text{ MN/m} < 0,7 \overline{N_U} = 0,7 \times 2,012 = 1,408 \text{ MN/m}$.

Ce qui veut dire que le mur peut ne pas être armé. Si nous voulons armer le

mur il faut prendre en compte la valeur de l_f correspondant au cas du mur armé, c'est-à-dire $l_f = 1,319\text{m}$.

La valeur de \overline{N}_U correspondant au béton seul devient avec :

$$\frac{l_f}{a} = \frac{1,319}{0,20} = 6,595 \text{ d'où } \nu = 0,518 \text{ par l'abaque n°4.3. Avec } f_{c28} = 22\text{MPa},$$

$$\overline{N}_U = \nu \times B_r \times f_{c28} = 0,518 \times 0,18 \times 22 = 2,051\text{MN/m}$$

5 - Détermination de \overline{N}'_U

Dans le cas d'un mur armé, on désigne par \overline{N}'_U l'effort normal résistant calculé par la formule $\overline{N}'_U = \nu(1,35Bf_{c28} + 435A)$ qui prend en compte la section de béton B(par mètre linéaire) et celle des treillis soudés A constituant l'armature.

$$\text{Avec } \nu = \min\{(0,5\alpha\beta\gamma\delta); (0,45\alpha\gamma\delta)\}$$

⇒ Calculons d'abord les différents coefficients qui déterminent la valeur du coefficient ν :

L'excentricité initiale est

$$e = \max\left\{0,01\text{m}; \frac{l_f}{300}\right\} = \max\left\{0,01\text{m}; \frac{1,319\text{m}}{300}\right\} = \max\{0,01\text{m}; 0,0044\} = 0,01\text{m}$$

Le coefficient α tenant compte d'un défaut de centrage des charges verticales est

$$\alpha = 1 - \frac{10e}{3a} = 1 - \frac{10 \times 0,01}{3 \times 0,20} = 0,83$$

Le coefficient β tenant compte de la susceptibilité au flambement est

$$\beta = \frac{1}{1 + 24 \left(\frac{l_f}{100a} \right)^2} = \frac{1}{1 + 24 \left(\frac{1,319}{100 \times 0,20} \right)^2} = 0,905$$

Le coefficient γ tenant compte de l'efficacité du Contrôle de la qualité du béton et de l'exécution est :

$$\gamma = 0,83 \text{ en général}$$

$\gamma = 1,00$ si les circonstances suivantes sont réunies :

- fabrication des bétons suivie et contrôlée de façon constante,
- procédés d'exécution limitant les risques de défauts de planéité ou de faux aplomb.

Nous prenons $\gamma = 0,83$

Le coefficient δ tenant compte du type d'action pris en compte

$\delta = 1$ lorsque seules sont prises en considération des actions ou combinaison d'action courantes.

$\delta = 1,1$ lorsque les actions variables comprennent les charges climatiques ou dans le cas d'actions accidentelles.

Nous prenons $\delta = 1,1$

$$v = \min\{(0,5\alpha\beta\gamma\delta); (0,45\alpha\gamma\delta)\}$$

$$\text{Ainsi } v = \min\{(0,5 \times 0,83 \times 0,905 \times 0,83 \times 1,1); (0,45 \times 0,83 \times 0,83 \times 1,1)\} = \min\{0,343; 0,341\} = 0,341$$

⇒ Choix de la section des treillis soudés A

En adoptant pour le ferrailage un P283R (2,83cm²/m) sur chaque face

$$A = 2 \times 2,83 = 5,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ Calcul de l'effort normal résistant \overline{N}'_U

$$\overline{N}'_U = v(1,35Bf_{c28} + 435A)$$

Avec B = section par mètre linéaire = 0,20m x 1m = 0,20m²/m

$$f_{c28} = 22 \text{ MPa}$$

$$\overline{N}'_U = 0,341(1,35 \times 0,20 \times 22 + 435 \times 5,66 \times 10^{-4}) = 2,067 \text{ MN/m}$$

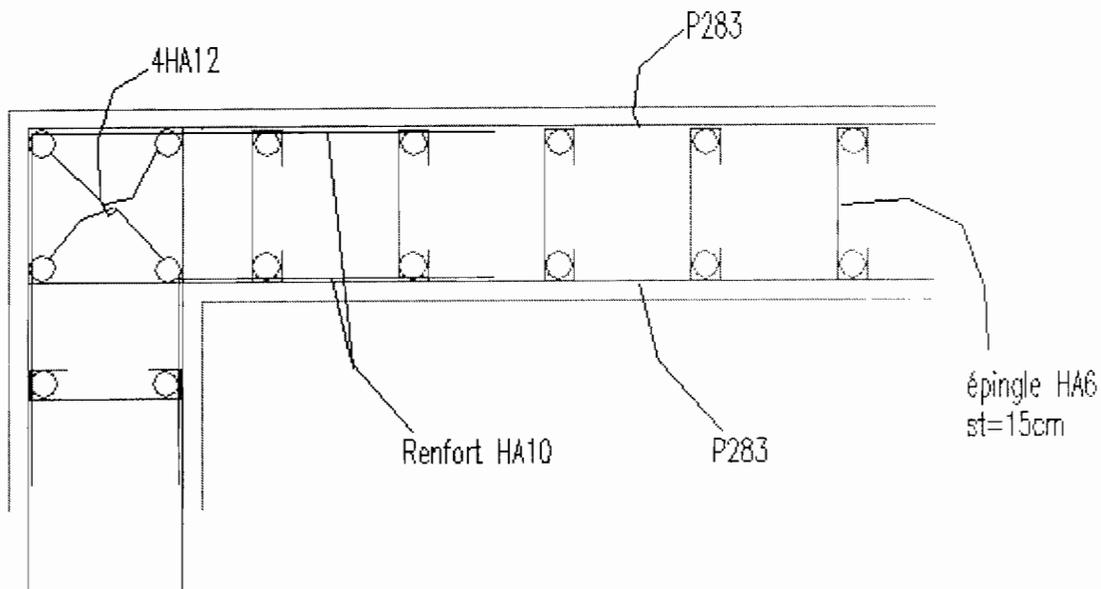
6 – Détermination des armatures - vérification

Dans les bandes : $N_{U\text{moy}} = 1,1665 \text{ MN/m}$ et $\overline{N}'_U = 2,067 \text{ MN/m}$

- nous avons , $N_{U\text{moy}} = 1,1665 \text{ MPa} < \frac{3}{4} \overline{N}'_U = \frac{3}{4} \times 2,067 = 1,550 \text{ MPa}$, cela veut dire que seules les épingles transversales de maintien sont nécessaires. Dans ce cas de figure les dispositions de ces épingles doivent être telles qu'elles assurent la fixité des treillis soudés pendant le bétonnage. Donc l'armature choisie est suffisante.

- si nous avons $N_{U\text{moy}} > \frac{3}{4} \overline{N}'_U$, cela voudrait dire que le ferrailage du voile serait analogue à celui d'un poteau.

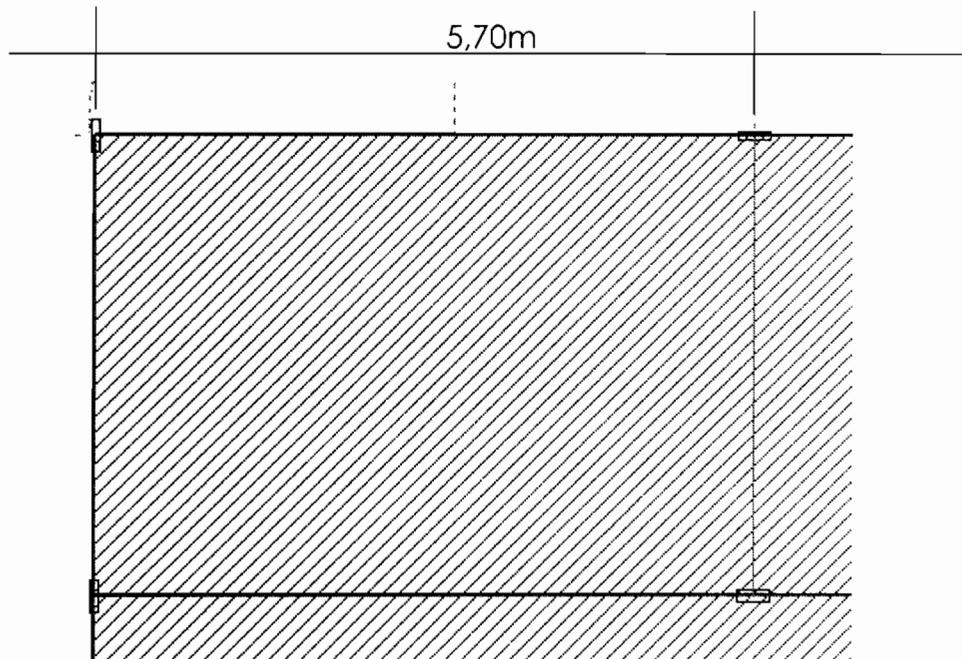
Voici le schéma de ferrailage :



V - 6 - Murs de soutènement

Les murs de soutènement du sous sol peuvent être appelés rideaux ou écrans ou voiles de direction verticale. Les faces en contact avec les terres sont strictement verticales.

Considérons le mur du sous sol de longueur $l = 5,70m$ et de hauteur $h = 3m$, montré sur la figure ci-dessous :



Le terrain en arrière du mur a les caractéristiques suivantes :

Le poids volumique $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

La cohésion $C = 0$;

L'angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$;

La poussée active est caractérisée par le coefficient $k_a = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$, lorsque le mur ou la structure se déforme un peu sous l'effet de la pression

du sol. $k_a = \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \tan^2 (45^\circ - \frac{30}{2}) = 0,333$.

Le béton a une résistance caractéristique à 28 jours égale à : $f_{c,28} = 22\text{MPa}$.

Les aciers utilisés ont une limite élastique $f_e = 400\text{MPa}$

Une surcharge de 1000daN/m^2 est celle prise en compte habituellement pour tenir compte d'une certaine occupation éventuelle du terre-plein.

1- Calcul des actions

La poussée horizontale du sol est :

$$Q_H = k_a \frac{\gamma t^2}{2} = 0,333 \frac{1800 \times 3^2}{2} = 2697 \text{ daN/m} ;$$

La résultante des charges d'exploitation en arrière du mur est :

$$Q_q = 1000 \text{ daN/m}^2 ;$$

Le poids propre du parement vertical du mur est :

$$P_p = 0,20 \times 3 \times 2500 = 1500 \text{ daN/m} ;$$

Le mur supporte la moitié du plancher 16+4 de largeur d'influence

$$l = \frac{\text{Portée}}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m.}$$

Or le plancher 16+4 a : $G_p = 415 \text{ daN/m}^2$ et $Q_p = 150 \text{ daN/m}^2$.

Le mur supporte aussi la cloison du RDC avec $G_c = 360 \text{ daN/m}^2$

Ainsi les charges permanentes apportées par le RDC sont :

$$G_{RDC} = G_p \cdot l + G_c \cdot H = 415 \times 2 + 360 \times 3 = 1910 \text{ daN/m} ;$$

Les charges d'exploitation apportées par le RDC sont :

$$Q_{RDC} = Q_p \cdot l = 150 \times 2 = 300 \text{ daN/m.}$$

2 - Combinaisons d'actions

Il convient de considérer la combinaison suivante : $P = 1,35G + 1,5Q$.

Suivant la combinaison d'action nous avons :

- La résultante verticale est : $N = 1,35(P_p + G_{RDC}) + 1,50(Q_{RDC})$

$$N = 1,35 \times (1500 + 1910) + 1,50 \times (300) = 5054 \text{ daN}$$

- Les résultantes horizontales sont :

$$H_G = 1,35 Q_H = 1,35 \times 2697 = 3641 \text{ daN}$$

$$H_Q = 1,5 Q_q = 1,5 \times 1000 = 1500 \text{ daN}$$

3 - Vérification de l'épaisseur minimale du mur

Il convient de vérifier que l'épaisseur b du mur est telle que :

$$b > \max \left[3,75 \frac{N}{f_{c28}} \frac{l}{h}; 0,14 \cdot l \cdot \sqrt[3]{\frac{N}{h \cdot f_{c28}}} \right]$$

$$b > \max \left[3,75 \times \frac{0,051}{22} \times \frac{5,7}{3}; 0,14 \times 5,7 \times \sqrt[3]{\frac{0,051}{3 \times 22}} \right] \implies b > \max [1,65 \text{ cm}; 7,33 \text{ cm}]$$

Par conséquent l'épaisseur du mur ($b = 20 \text{ cm}$) est suffisante.

4 - Calcul des armatures dues aux actions verticales

Avec $Z = 0,2(l + 1,5h)$ pour $0,5 \leq \frac{h}{l} \leq 1$,

$$Z = 0,2(l + 1,5h) = 0,2(5,7 + 1,5 \times 3) = 2,04 \text{ m}$$

- l'effort tranchant isostatique est :

$$V_{ou} = \frac{Pl}{2} = \frac{0,051 \times 5,7}{2} = 0,145 \text{ MN}$$

- le moment fléchissant isostatique à mi-travée est :

$$M_{ou} = \frac{Pl^2}{8} = \frac{0,051 \times 5,7^2}{8} = 0,207 \text{ MN.m}$$

4 - 1 - Calcul des armatures sur appuis :

Les moments sur appuis sont:

$$M_w = M_e = 0,5M_{ou} = 0,104 \text{ MN.m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{0,104}{2,04 \times \frac{400}{1,15}} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Ces aciers sont disposés dans une bande de hauteur $0,10h$ sur appui, soit $0,10 \times 3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$.

4 - 2 - Calcul des armatures principales en travée

Détermination du moment en travée :

$$\alpha = \frac{1,35 \sum Q_i}{P} = \frac{1,5 \times 300}{5054} = 0,089$$

$$M_t = \max \left\{ \left((1 + 0,3\alpha) M_{ou} - \frac{M_w}{2} \right); \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{ou} \right) \right\}$$

$$M_t = \max \left\{ \left((1 + 0,3 \times 0,089) \times 0,207 - \frac{0,104}{2} \right); \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,089}{2} \times 0,207 \right) \right\}$$

$$M_t = \max \{(0,161); (0,127)\} = 0,161 \text{ MN.m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,161}{2,24 \times \frac{400}{1,15}} = 2,07 \text{ cm}^2$$

Ces aciers sont disposés dans une bande de hauteur de $0,15h$ sur appui, soit $0,15 \times 3\text{m} = 45\text{cm}$. $2 \times (2\text{HA}10) = 3,14 \text{ cm}^2$ sont suffisants sur cette bande.

4 - 3 - Calcul des armatures secondaires verticales

Le pourcentage des armatures verticales doit être tel que :

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_o s_v} \geq 0,75 \frac{\tau_{ou}}{f_e / \gamma_s}$$

avec $\tau_{ou} = \frac{V_{ou}}{b_o h}$ et en choisissant $s_v = 30\text{cm}$.

$$A_v \geq 0,75 \frac{V_{ou} \cdot s_v}{h f_e / \gamma_s}$$

$$A_v \geq 0,75 \frac{0,145 \times 0,3}{3 \times 400 / 1,15} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ pour } s_v = 30\text{cm}.$$

$2\text{HA}8 = 1,0 \text{ cm}^2$ sont suffisantes tous les 30cm. Ces aciers existeront sur la hauteur totale du mur.

4 - 3 - 1 - Calcul des armatures secondaires horizontales

⇒ **En partie inférieure du mur**

Le pourcentage des armatures verticales doit être tel que :

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_o s_h} = \max \left[0,5x \left(0,6 + \frac{15\tau_{ou}}{f_{c28}} \right) \frac{\tau_{ou}}{f_e / \gamma_s}; 0,5 \frac{\tau_{ou}}{f_e / \gamma_s}; 0,002 \right] \text{ Avec } \tau_{ou} = \frac{6}{5} V_{ou}$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_o s_h} = \max \left[0,5x \left(0,6 + \frac{15x \frac{6}{5} x 0,145}{22} \right) \frac{\frac{6}{5} x 0,145}{400/1,15}; 0,5 \frac{\frac{6}{5} x 0,145}{400/1,15}; 0,002 \right]$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_o s_h} = \max[0,00018; 0,00025; 0,002] = 0,002$$

Les armatures ainsi déterminées doivent exister sur une hauteur de $0,40h = 1,2m$, dans la partie inférieure du mur.

En choisissant $A_h = 2HA8 = 1,0 \text{ cm}^2$:

$$s_h = \frac{A_h}{b_o \rho_h} = \frac{10^{-4}}{0,20x0,002} = 25\text{cm} \text{ donc } 2HA8 \text{ tous les } 25\text{cm} \text{ sont suffisants.}$$

⇒ **En partie supérieure du mur**

Le pourcentage des armatures verticales doit être tel que :

$$\rho'_h = \frac{A'_h}{b_o s'_h} = \max \left[\frac{3}{5} \rho_h; 0,002 \right] = \max \left[\frac{3}{5} x 0,002; 0,002 \right] = \max[0,0012; 0,002] = 0,002$$

De la même manière en choisissant $A'_h = 2HA8 = 1,0 \text{ cm}^2$:

$$s'_h = \frac{A'_h}{b_o \rho'_h} = \frac{10^{-4}}{0,20x0,002} = 25\text{cm} \text{ donc } 2HA8 \text{ sont suffisants tous les } 25\text{cm} \text{ sur}$$

tout le reste de la hauteur du mur.

5 - Calcul des armatures dues aux actions horizontales

$$H_G = 1,35Q_H = 1,35x2697 = 3641 \text{ daN}$$

$$H_Q = 1,5Q_q = 1,5x1000 = 1500 \text{ daN}$$

$$M = \frac{3}{3} \times H_G + \frac{3}{2} \times H_Q = \frac{3}{3} \times 3641 + \frac{3}{2} \times 1500 = 4391 \text{ daN.m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,0491}{0,162 \times \frac{400}{1,5}} = 8,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec } z = 0,9^2 \times 20 \text{ cm} = 16,2 \text{ cm}$$

Nous mettons comme armature principale des HA14 avec $st=15\text{cm}$. Car

$$\frac{1,54}{0,15} = 10,27 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

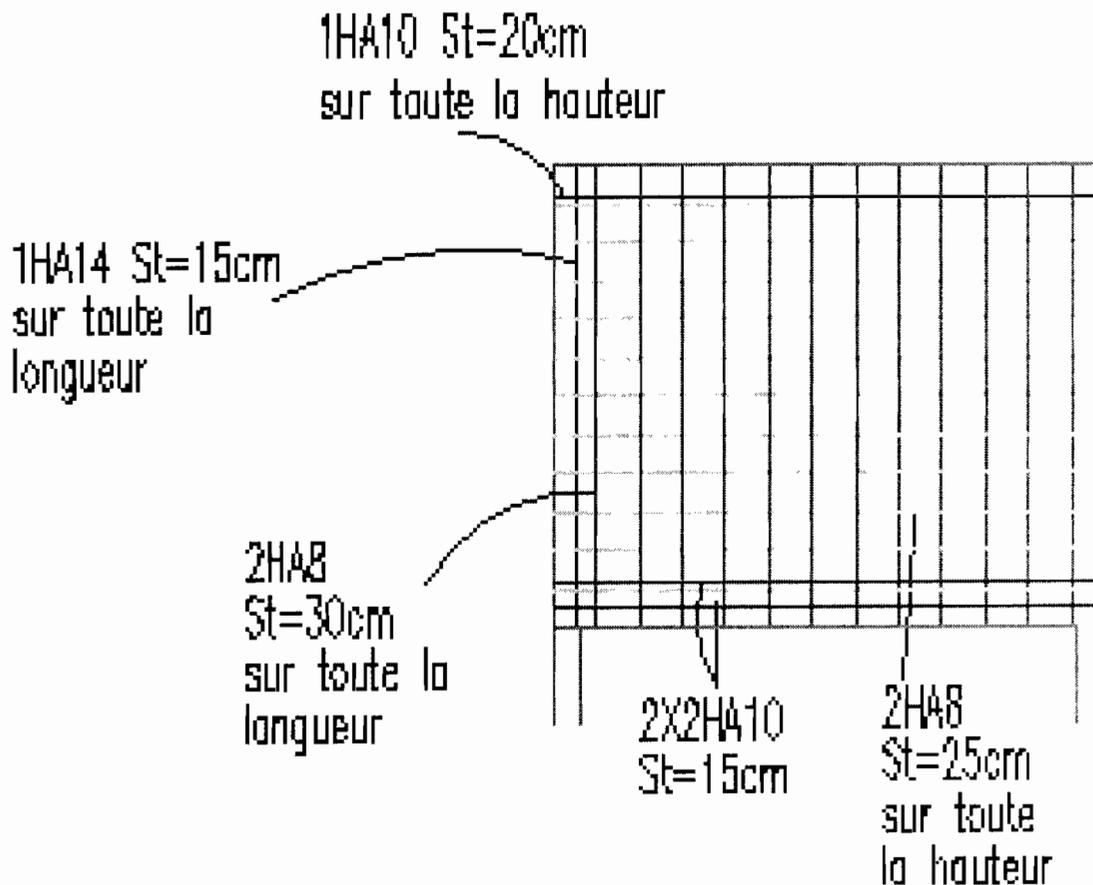
Pour les aciers de répartition nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{10,27}{3} = 3,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous mettons comme armature de répartition des HA10 avec $st=20\text{cm}$. Car

$$\frac{0,282}{0,3} = 0,94 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,376 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Voici le schéma de ferrailage :



V - 7 - Fondation

V - 7 -1 - Choix du type de fondation

La descente de charge avec ROBOT DDC a été effectuée pour des semelles isolées. Le plan de fondation est montré sur la Figure ci-dessous :

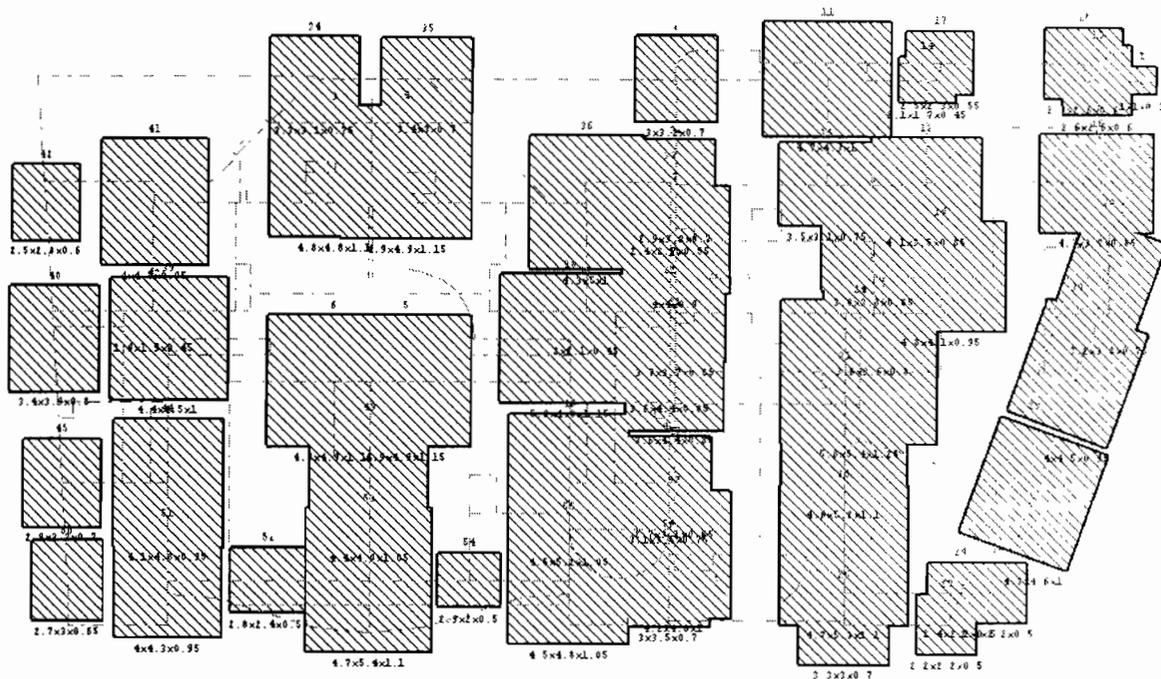


Figure V-10 : Plan de localisation des semelles.

Nous constatons que :

- certaines semelles se superposent ;
- la surface totale des semelles occupe $\frac{811,31}{42 \times 22} \times 100 = 88\%$ de celle de la construction ;
- les hauteurs des semelles varient de 0,3 m à 1,15 m.

Vu les dispositions ci-dessus, le choix d'une fondation en radier se justifie.

La résistance du sol étant faible et l'ouvrage transmet des charges importantes conduisant à de grandes dimensions des semelles. L'adoption d'un radier permet une réduction des contraintes transmises au sol et une diminution de la profondeur d'encastrement.

V - 7 - 2 – Données

La Descente De Charge nous a permis de connaître les charges appliquées sur le radier : $P_{ser} = 108113 \text{ KN}$.

Les dimensions du radier sont :

Longueur $L = 42\text{m}$

Largeur $l = 22\text{m}$

La stratification du sol donne :

- de 0 à 20 cm découverte ;
- de 20cm à 2,80m du sable brun clair :
 - Poids volumique $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$
 - Angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$
 - Cohésion $C = 0$;
- de 2,80m à 16m de l'argile beige compacte :
 - Poids volumique $\gamma_1 = 17 \text{ kN/m}^3$
 - Limite de liquidité $W_L = 40\%$
 - Indice de plasticité $IP = 20$
 - Angle de frottement interne $\phi = 0^\circ$
 - Cohésion $C = 50 \text{ kPa}$;

V - 7 - 3 – Estimation des contraintes

Le support du radier est un sol cohérent à une profondeur d'encastrement $D = 3\text{m}$.

En prenant en compte un facteur de sécurité $F = 3$, nous estimons la contrainte admissible q_a du support avec la formule de SKEMPTON :

$$q_a = \gamma x D + \frac{\left(1 + 0,2 \frac{D}{l}\right) x \left(1 + 0,2 \frac{l}{L}\right) x 5,14 x C}{F}$$

Avec $\gamma x D = \gamma_1 x 2,80 + \gamma_2 x 0,20$

$$q_a = (18 \times 2,80 + 17 \times 0,2) + \frac{\left(1 + 0,2 \frac{3}{22}\right) \times \left(1 + 0,2 \frac{22}{42}\right) \times 5,14 \times 50}{3} = 151 \text{ kPa.}$$

La contrainte uniforme de service est obtenu en faisant le rapport des charges données par la DDC sur la surface du radier :

$$q_s = \frac{P_{ser}}{S} = \frac{108112,850}{42 \times 22} = 117 \text{ kPa.}$$

V - 7 - 3 – Vérification des tassements

L'échantillon prélevé au milieu de la couche d'argile beige a les caractéristiques suivantes :

$$\sigma'_p = 260 \text{ kPa ;}$$

$$C_c = 0,10 ;$$

$$e_0 = 0,60 ;$$

$$\sigma'_{v0} = 160 \text{ kPa} < \sigma'_p = 260 \text{ kPa ;}$$

$$\text{Et le rapport R.S} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} = \frac{260}{160} = 1,6.$$

Ainsi l'argile est sur consolidée.

Vu les caractéristiques de la couche d'argile et les faibles limites de liquidité et du Poids volumique avec un indice de plasticité égale à 20. Les tassements ne sont pas à craindre, d'autant plus que la nappe n'a pas été rencontrée.

V - 7 - 4 – Hypothèses de calcul

Nous considérons que le radier est rigide, ce qui conduit à vérifier que :

$$- q_s < q_a ;$$

- les nervures de hauteur h_n et de portée l_n doivent être telles que :

$$h \geq \frac{l_n}{10} ;$$

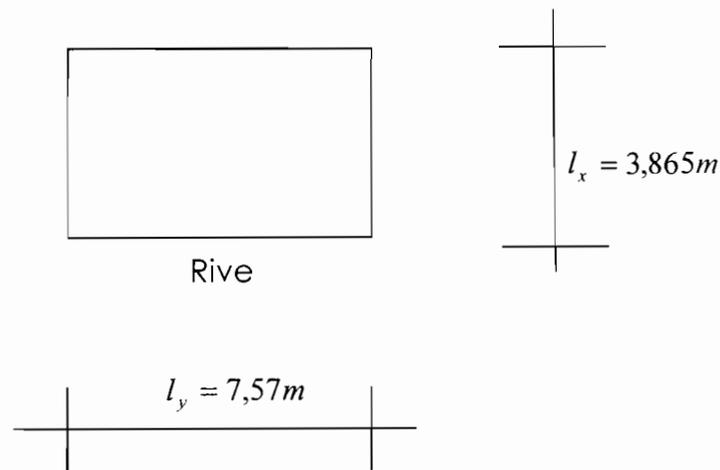
Par ailleurs, la plus grande portée de dalle est de 8,94m.

Par conséquent la hauteur minimale de la dalle $e_{d \min} = \frac{894 \text{ cm}}{20} = 44,7 \text{ cm}$

Dans la suite des calculs, nous prendrons pour toutes les dalles une épaisseur $e_d = 50 \text{ cm}$.

V - 7 - 6- Dimensionnement de panneau de dalle

Considérons le panneau de dimensions $l_x = 3,865 \text{ m}$ et $l_y = 7,57 \text{ m}$ dont voici le schéma :



Détermination des moments :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,865}{7,57} = 0,51$$

La dalle est soumise à des charges uniformes et que $0,4 < \rho = 0,51 \leq 1$:

Les moments fléchissants 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 coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{I_x}{I_y}$ et de l'état limite de service considéré.

$$\mu_x = 0,0987 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,3758$$

$$\text{Avec } P = q_x = 117,005 \text{KPa}$$

$$M_x = 0,0987 \times 117,005 \times 3,865^2 = 0,1725 \text{MNm/m}$$

$$M_y = 0,3758 \times 0,1725 = 0,0648 \text{MNm/m}$$

Moment unitaire en travée suivant x est $M_{tx} = 0,85M_x$

$$M_{tx} = 0,85 \times 0,1725 = 0,1466 \text{MNm/m}$$

Moment unitaire en travée suivant y est $M_{ty} = 0,85M_y$

$$M_{ty} = 0,85 \times 0,0648 = 0,055 \text{Nm/m}$$

Moment sur appui intérieur $M_{ai} = M_{aix} = M_{aiy} = -0,5M_x$

$$M_{ai} = -0,5 \times 0,1725 = -0,086 \text{MN.m/m}$$

Moment sur appui de rive $M_{ar} = M_{arx} = M_{ary} = -0,3M_x$

$$M_{ar} = -0,3 \times 0,1725 = -0,0517 \text{MN.m/m}$$

Détermination des sections d'aciers :

Ainsi pour chaque bande de 1m ($b = 1\text{m}$), nous avons déterminé les moments de service correspondant.

Le dimensionnement se faisant à l'ELS (M_{ser} connu), nous cherchons le moment résistant du béton M_{rb} tel que l'état limite de compression du

béton ($\sigma_{bc} = \overline{\sigma_{bc}}$) et l'état limite d'ouverture de fissures ($\sigma_s = \overline{\sigma_s}$) soient atteints simultanément.

La fissuration étant considérée très préjudiciable :

Nous utilisons un diagramme linéaire car nous restons dans le domaine élastique, la contrainte admissible du béton vaut :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 22 = 13,2 \text{ MPa}$$

Nous limitons la contrainte de traction des aciers pour tenir compte des risques de fissuration. Le radier devra assurer l'étanchéité de la structure.

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \times \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 (\eta f_y)^{\frac{1}{2}} \right) \right\}$$

$$\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266,667 \text{ MPa}$$

$$0,5 f_e = 0,5 \times 400 = 200 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ pour des armatures HA de diamètre supérieur à 6mm .

La résistance à la rupture par traction est :

$$f_y = f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 22 = 1,92 \text{ MPa}$$

$$110 (\eta f_y)^{\frac{1}{2}} = 110 (1,6 \times 1,92)^{\frac{1}{2}} = 192,789 \text{ MPa}$$

$$\text{Ainsi } \overline{\sigma_s} = 0,8 \times 200 = 160 \text{ MPa}$$

$$\overline{\alpha} = \frac{\overline{y_1}}{d} = \frac{n \overline{\sigma_{bc}}}{n \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = \frac{15 \times 13,2}{15 \times 13,2 + 160} = 0,553 \quad \text{avec } n = 15 = \text{coefficient}$$

d'équivalence du béton.

La résultante des forces de compression $F_b = \frac{1}{2} \overline{\sigma_{bc}} \cdot b \cdot \overline{y_1}$, appliquée à $\frac{1}{3} \overline{y_1}$ de

l'ordonnée de la fibre la plus comprimée ;

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\sigma_{bc}} \cdot b \cdot \overline{y_1} \left(d - \frac{\overline{y_1}}{3} \right) = \frac{1}{2} \overline{\sigma_{bc}} \cdot \overline{\alpha} \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3} \right) \cdot b \cdot d^2 \quad d = 0,9h = 0,9 \times 0,50 \text{ m} = 0,45 \text{ m}$$

$$M_{rh} = \frac{1}{2} \times 13,2 \times 0,553 \times \left(1 - \frac{0,553}{3}\right) \times 1 \times (0,45)^2 = 0,6028 \text{ MNm}$$

On constate que $M_{rh} > M_{ser}$ par conséquent $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (nous n'avons pas besoin d'aciers comprimé). Nous ne mettrons que des aciers tendu ($\sigma_s = \overline{\sigma_s}$).

Armatures

- En travée et suivant x

$$M_{ser} = M_{tx} = 0,1466 \text{ MNm/m}$$

$$u = \frac{30M_{tx}}{bd^2\sigma_s} = \frac{30 \times 0,1466}{1 \times 0,45^2 \times 160} = 0,1357$$

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0,1357 = 1,1357$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} \Rightarrow \varphi = \cos^{-1} \left(\lambda^{-\frac{3}{2}} \right) = \cos^{-1} \left(1,1357^{-\frac{3}{2}} \right) = 34,28^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos \left(240^\circ + \frac{\varphi}{3} \right) = 1 + 2\sqrt{1,1357} \times \cos \left(240^\circ + \frac{34,28}{3} \right) = 0,321$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \cdot \frac{\overline{\sigma_s}}{n} = \frac{0,321}{1-0,321} \cdot \frac{160}{15} = 5,0427 \text{ MPa} \quad \text{ce qui confirme que } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$A_{stx} = \frac{\alpha b d \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0,321 \times 1 \times 0,45 \times 5,0427}{2 \times 160} = 22,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- En travée et suivant y

$$M_{ty} = 0,055 \text{ Nm/m}$$

$$u = \frac{30M_{ty}}{bd^2\sigma_s} = \frac{30 \times 0,055}{1 \times 0,45^2 \times 160} = 0,0509$$

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0,0509 = 1,0509$$

$$\cos \varphi = \lambda^{\frac{-3}{2}} \Rightarrow \varphi = \cos^{-1} \left(\lambda^{\frac{-3}{2}} \right) = \cos^{-1} \left(1,0509^{\frac{-3}{2}} \right) = 21,84^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos \left(240^\circ - \frac{\varphi}{3} \right) = 1 + 2\sqrt{1,0509} \times \cos \left(240^\circ + \frac{21,84}{3} \right) = 0,2081$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \cdot \frac{\overline{\sigma}_s}{n} = \frac{0,2081}{1-0,2081} \cdot \frac{160}{15} = 2,803 \text{ MPa} \quad \text{ce qui confirme que } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$A_{stx} = \frac{\alpha b d \sigma_{bc}}{2 \overline{\sigma}_s} = \frac{0,2081 \times 1 \times 0,45 \times 2,803}{2 \times 160} = 8,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Sur appui intérieur

Moment sur appui intérieur $M_{ai} = M_{aix} = M_{aiy} = -0,5M_x$

$$M_{ai} = -0,5 \times 0,1725 = -0,086 \text{ MN.m/m}$$

$$u = \frac{30M_{ai}}{bd^2 \overline{\sigma}_s} = \frac{30 \times 0,086}{1 \times 0,45^2 \times 160} = 0,0793$$

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0,0793 = 1,0793$$

$$\cos \varphi = \lambda^{\frac{-3}{2}} \Rightarrow \varphi = \cos^{-1} \left(\lambda^{\frac{-3}{2}} \right) = \cos^{-1} \left(1,0793^{\frac{-3}{2}} \right) = 26,89^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos \left(240^\circ - \frac{\varphi}{3} \right) = 1 + 2\sqrt{1,0793} \times \cos \left(240^\circ + \frac{26,89}{3} \right) = 0,2541$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \cdot \frac{\overline{\sigma}_s}{n} = \frac{0,2541}{1-0,2541} \cdot \frac{160}{15} = 3,6337 \text{ MPa} \quad \text{ce qui confirme que } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$A_{stx} = \frac{\alpha b d \sigma_{bc}}{2 \overline{\sigma}_s} = \frac{0,2541 \times 1 \times 0,45 \times 3,6337}{2 \times 160} = 12,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Sur appui de rive

Moment sur appui de rive $M_{ar} = M_{arx} = M_{ary} = -0,3M_x$

$$M_{ar} = -0,3 \times 0,1725 = -0,0517 \text{ MN.m/m}$$

$$u = \frac{30M_{ar}}{bd^2 \overline{\sigma}_s} = \frac{30 \times 0,0517}{1 \times 0,45^2 \times 160} = 0,0479$$

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0,0479 = 1,0479$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} \Rightarrow \varphi = \cos^{-1} \left(\lambda^{-\frac{3}{2}} \right) = \cos^{-1} \left(1,0479^{-\frac{3}{2}} \right) = 21,21^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos \left(240^\circ - \frac{\varphi}{3} \right) = 1 + 2\sqrt{1,0479} \cdot \cos \left(240^\circ + \frac{21,21}{3} \right) = 0,2023$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \cdot \frac{\overline{\sigma_s}}{n} = \frac{0,2023}{1-0,2023} \cdot \frac{160}{15} = 2,7051 \text{ MPa} \quad \text{ce qui confirme que } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$A_{stx} = \frac{abd\sigma_{bc}}{2\overline{\sigma_s}} = \frac{0,2023 \times 1 \times 0,45 \times 2,7051}{2 \times 160} = 7,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armatures d'effort tranchant

En considérant des bandes de 1m et la plus grande portée (l_x) de dalle est de 4,70m.

$$V_u = \frac{P_u \cdot l}{2} \quad \text{Avec } P_u = \frac{1,35G + 1,50Q}{S} = \frac{147349,282}{42 \times 22} = 159,5 \text{ KPa}$$

$$V_u = \frac{0,1595 \times 4,70}{2} = 0,3748 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0,3748}{1 \times 0,45} = 0,8329 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 22}{1,5} = 1,0267$$

$$\text{Ainsi nous avons } \tau_u < \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Par conséquent les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires car :

- la dalle est bétonnée sur toute sa hauteur sans reprise ;
- la contrainte tangente $\tau_u < \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b}$;
- les dispositions constructives sont respectées.

Vérification de la condition de non poinçonnement

La résistance au poinçonnement est donnée par :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{avec}$$

Q_u = Charge localisée sur la dalle

u_c = Périmètre du contour d'impact au niveau du feuillet moyen ;

$$u_c = 2(a + b) = 2((a_0 + h) + (b_0 + h))$$

a_0 et b_0 sont les dimensions du poteau et $h = 50\text{cm}$ est l'épaisseur du radier.

Prenons le poteau 24 ($a_0 = 100\text{cm}$ et $b_0 = 45\text{cm}$) qui applique une charge $Q_u = 580,175\text{Tonnes} \approx 5,8017\text{MN}$.

$$u_c = 2((1 + 0,5) + (0,45 + 0,5)) = 4,9\text{m}$$

$$\frac{0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,9 \times 0,5 \times 22}{1,5} = 1,617\text{MN}$$

Nous constatons que $Q_u > \frac{0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$ ce qui veut dire que nous devons

mettre des armatures transversales dans un périmètre u , à la distance x de u_c , défini à partir du périmètre u_c par homothétie telle que la condition soit respectée dans u .

$$u = \frac{Q_u \cdot \gamma_b}{0,045 \cdot h \cdot f_{cj}} = \frac{5,8017 \times 1,5}{0,045 \times 0,50 \times 22} = 17,581\text{m}$$

$$x = \frac{1}{8} \left[\frac{Q_u \cdot \gamma_b}{0,045 \cdot h \cdot f_{cj}} - u_c \right] = \frac{1}{8} [17,581 - 4,9] = 1,585\text{m}$$

Les armatures d'âme sont choisies telle que :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{cj}}{0,9(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Les armatures sont disposées suivant un angle de 45° , $\alpha = 45^\circ$.

$$(\cos 45^\circ + \sin 45^\circ) = \sqrt{2} = 1,4142$$

La fissuration étant très préjudiciable $k = 0$ et $\tau_u \leq \min\left\{\frac{0,15 \cdot f_{ct}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\tau_u \cdot b \cdot \gamma_s}{0,9 \cdot \sqrt{2} \cdot f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u \cdot b \cdot \gamma_s}{0,9 \cdot \sqrt{2} \cdot f_e} \cdot s_t$$

$$\tau_u \leq \min\left\{\frac{0,15 \times 22}{1,5}; 4MPa\right\} = 2,2MPa$$

$$\text{Or } s_t \leq \min\{0,9d; 40cm\} = \min\{0,9 \times (0,9 \times 50); 40cm\} = 40cm$$

En prenant $\tau_u = 2,2MPa$ et $s_t = 20cm$ nous avons :

$$A_t \geq \frac{2,2 \times 1 \times 1,5}{0,9 \times \sqrt{2} \times 400} \cdot 0,20 = 9,94cm^2/m$$

CHAPITRE VI : CONCLUSION

Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

La conception et l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure se sont effectuées dans ROBOT *Descente de charges*. Au préalable, nous spécifions à ROBOT les options de calcul et les caractéristiques du bâtiment et des matériaux utilisés. Mais aussi, en application des lois fondamentales de la résistance des matériaux et des méthodes empiriques nous pilotons le fonctionnement de la descente de charges pour avoir une bonne répartition des charges. Ainsi, une conception correcte est essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Après avoir déterminé les sollicitations, il est spécifié aux modules de ferrailage des éléments les options de calcul et les dispositions de ferrailage, entre autres. Le calcul permet de justifier qu'une sécurité appropriée est assurée vis-à-vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments d'une part et vis-à-vis d'un comportement susceptible d'affecter gravement sa durabilité (ouverture de fissures et déformation des éléments porteurs) d'autre part.

Ainsi le logiciel a permis de connaître les charges qui arrivent sur les éléments de la structure et de dimensionner l'ensemble des poteaux et des poutres. Les sections de béton et d'acier sont en conformité avec les règles du BAEL91.

Au début de l'étude du projet, tous les éléments de la structure étaient calculés avec un béton qui a une résistance en compression $f_{c,28} = 22MPa$. Le respect de la hauteur minimale en flexion de certaines poutres donnait des retombés de 1m et des portes se retrouvaient avec des hauteurs anormales. C'est ainsi que les poutres sont calculées avec un béton qui a une résistance en compression $f_{c,28} = 25MPa$ et les portes retrouvent leurs dimensions normales.

Le radier est calculé en panneaux de dalles mais les débords doivent être vérifiés pour une bonne répartition de charges et le tassement du sol de fondation doit être confirmé par une étude géotechnique complète.

S'agissant du logiciel ROBOT, l'utilisateur doit être bien outillé des principes et méthodes de calcul en vigueur pour pouvoir bien l'orienter au dimensionnement d'un élément de structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

* Fala PAYE

Cours de béton armé

Ecole Supérieure Polytechnique

* Pathé LOUM

Cours de béton armé

Ecole Supérieure Polytechnique

* Jean-Pierre Mouglin

Cours de béton armé

B.A.E.L. 91

Calcul des éléments simples
et des structures de bâtiments

* ADETS, M. CAVE, M. LEVEILLARD, M. SANDROLINI et M. PERCHAT.

Le treillis soudé, fascicule 4

Les murs en béton

* **Règles NV 65 révisées** (édition 1978) pour la justification vis-à-vis des états limites ultimes de résistance.

ANNEXES

ANNEXE 1

N	Pos.	Permanent	Exploitation	Accidentel	Cloison	Sismique 1	Sismique 2	Vent 1	Vent 2
	2.66	0.619	0.202	0	0.757	0	0	0	0
	3.99	0.69	0.225	0	0.471	0	0	0	0
	5.33	0.148	0.048	0	0.36	0	0	0	0
	6.66	0.688	0.224	0	0.649	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N21 Travée N1 b=0.2m, h=0.8m, l=7.48m									
8_21.1	d	qh							
	0	1.04	0.347	0	1.222	0	0	0	0
	1.5	1.615	0.403	0	0.104	0	0	0	0
	2.99	2.191	0.553	0	0.025	0	0	0	0
	4.49	2.261	0.564	0	0.005	0	0	0	0
	5.98	1.833	0.473	0	0.002	0	0	0	0
	7.48	0.48	0.111	0	0	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N22 Travée N1 b=0.2m, h=0.7m, l=2.68m									
8_22.1	d	qh							
	0	2.041	0.549	0	1.673	0	0	0	0
	1.34	3.012	0.725	0	1.887	0	0	0	0
	2.68	3.282	0.785	0	2.072	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N22 Travée N2 b=0.2m, h=0.7m, l=4.57m									
8_22.2	d	qh							
	0	3.282	0.785	0	2.072	0	0	0	0
	1.52	3.276	0.789	0	1.644	0	0	0	0
	3.05	2.846	0.698	0	1.695	0	0	0	0
	4.57	1.93	0.517	0	1.898	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N22 Travée N3 b=0.2m, h=0.7m, l=2.39m									
8_22.3	d	qh							
	0	1.748	0.481	0	0.818	0	0	0	0
	1.2	1.629	0.448	0	2.34	0	0	0	0
	2.39	1.892	0.521	0	2.718	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N22 Travée N4 b=0.2m, h=0.7m, l=2.24m									
Etage N8 Poutre N23 Travée N1 b=0.2m, h=0.6m, l=4.11m									
8_23.1	d	qh							
	0	0.966	0.315	0	2.328	0	0	0	0
	1.37	0.747	0.243	0	1.313	0	0	0	0
	2.74	0.732	0.239	0	1.13	0	0	0	0
	4.11	0.688	0.224	0	1.097	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N23 Travée N2 b=0.2m, h=0.6m, l=0.8m									
8_23.2	d	qh							
	0	0.688	0.224	0	1.097	0	0	0	0
	0.4	0.943	0.307	0	1.09	0	0	0	0
	0.8	0.624	0.203	0	1.087	0	0	0	0
	d	Ph							
	0.8	0.731	0.095	0	2.227	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N24 Travée N1 b=0.2m, h=0.4m, l=1.39m									
8_24.1	d	qh							
	0	3.126	0.621	0	1.08	0	0	0	0
	0.69	1.607	0.319	0	1.08	0	0	0	0
	1.39	0.109	0.022	0	1.08	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N25 Travée N1 b=0.2m, h=0.8m, l=2.56m									
8_25.1	d	qh							
	0	0.378	0.136	0	1.247	0	0	0	0
	1.28	1.221	0.441	0	1.606	0	0	0	0
	2.56	1.375	0.497	0	1.888	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N25 Travée N2 b=0.2m, h=0.8m, l=6.4m									
8_25.2	d	qh							
	0	1.375	0.497	0	1.888	0	0	0	0
	1.28	1.43	0.517	0	1.666	0	0	0	0
	2.56	1.42	0.513	0	1.894	0	0	0	0
	3.6(g)	1.361	0.492	0	3.394	0	0	0	0
	3.6(d)	1.361	0.492	0	2.539	0	0	0	0
	3.84	1.348	0.487	0	2.89	0	0	0	0
	3.9(g)	1.333	0.482	0	2.804	0	0	0	0

N	Pos.	Permanent	Exploitation	Accidental	Cloison	Sismique 1	Sismique 2	Vent 1	Vent 2
	3.9(d)	1.333	0.482	0	3.659	0	0	0	0
	5.12	1.018	0.368	0	1.802	0	0	0	0
	6.4	0.21	0.076	0	1.33	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N26 Travée N1 b=0.2m, h=0.8m, l=5.69m									
8_26.1	d	qh							
	0	1.461	0.528	0	0.96	0	0	0	0
	1.42	1.209	0.437	0	0.997	0	0	0	0
	2.85	1.257	0.454	0	1.229	0	0	0	0
	4.27	1.267	0.458	0	1.295	0	0	0	0
	5.69	1.285	0.464	0	1.751	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N26 Travée N2 b=0.2m, h=0.8m, l=3.76m									
8_26.2	d	qh							
	0	1.285	0.464	0	1.751	0	0	0	0
	1.25	1.317	0.476	0	1.063	0	0	0	0
	2.5	1.412	0.51	0	1.067	0	0	0	0
	3.76	1.377	0.498	0	1.852	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N26 Travée N3 b=0.2m, h=0.8m, l=6.47m									
8_26.3	d	qh							
	0	1.377	0.498	0	1.852	0	0	0	0
	1.29	1.617	0.584	0	1.257	0	0	0	0
	2.59	1.611	0.582	0	1.753	0	0	0	0
	3.88	1.671	0.604	0	1.369	0	0	0	0
	5.18	1.675	0.605	0	1.74	0	0	0	0
	6.47	1.04	0.376	0	1.193	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N26 Travée N4 b=0.2m, h=0.8m, l=1.63m									
8_26.4	d	qh							
	0	1.04	0.376	0	0.338	0	0	0	0
	0.81	0.418	0.151	0	0.214	0	0	0	0
	1.63	0.065	0.023	0	0.102	0	0	0	0
	d	Ph							
	1.63	1.086	0.323	0	0.896	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N27 Travée N1 b=0.2m, h=0.8m, l=6.84m									
8_27.1	d	qh							
	0	1.437	0.469	0	1.885	0	0	0	0
	1.37	1.893	0.617	0	2.509	0	0	0	0
	2.74	1.646	0.537	0	1.917	0	0	0	0
	4.11	1.416	0.462	0	1.83	0	0	0	0
	5.47	0.667	0.217	0	1.308	0	0	0	0
	6.15	1.004	0.327	0	1.429	0	0	0	0
	6.84	1.438	0.469	0	1.312	0	0	0	0
	d	Ph							
	5.47	2.817	0.534	0	2.141	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N28 Travée N1 b=0.4m, h=0.24m, l=1.21m									
8_28.1	d	qh							
	0	0.83	0.271	0	0.428	0	0	0	0
	0.6	1.779	0.58	0	1.826	0	0	0	0
	1.21	4.963	1.618	0	3.964	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N29 Travée N1 b=0.2m, h=0.8m, l=1.7m									
8_29.1	d	qh							
	0	3.091	0.906	0	1.134	0	0	0	0
	0.85	2.936	0.848	0	1.147	0	0	0	0
	1.7	2.994	0.87	0	1.168	0	0	0	0
	d	Ph							
	0	2.594	0.003	0	5.635	0	0	0	0
Etage N8 Poutre N29 Travée N2 b=0.2m, h=0.8m, l=3.69m									
8_29.2	d	qh							
	0	2.994	0.87	0	1.168	0	0	0	0
	1.23	2.95	0.858	0	1.247	0	0	0	0
	2.46	2.999	0.872	0	1.464	0	0	0	0
	3.69	2.851	0.832	0	2.231	0	0	0	0

ANNEXE 2

N	Type	Permanent	Exploitation	Accidentel	Cloison	Sismique 1	Sismique 2	Vent 1	Vent 2
2_6	PH	157.422	28.765	0	113.592	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N7 b=0.25m, h=0.7m, H=3m									
2_7	PH	53.428	10.441	0	49.006	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N8 b=0.3m, h=1.1m, H=3m									
2_8	PH	147.656	37.6	0	54.245	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N9 b=0.2m, h=0.8m, H=3m									
2_9	PH	49.825	10.74	0	60.205	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N10 b=0.45m, h=0.55m, H=3m									
2_10	PH	151.253	33.239	0	80.239	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N11 b=0.25m, h=0.85m, H=3m									
2_11	PH	67.191	15.135	0	75.014	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N12 b=0.25m, h=0.9m, H=3m									
2_12	PH	111.434	23.43	0	101.582	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N13 b=0.2m, h=0.6m, H=3m									
2_13	PH	33.79	6.336	0	40.425	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N14 b=0.3m, h=1m, H=3m									
2_14	PH	176.301	38.219	0	67.862	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N15 b=0.35m, h=1m, H=3m									
2_15	PH	126.971	24.872	0	122.395	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N16 b=0.2m, h=0.75m, H=3m									
2_16	PH	51.654	13.925	0	48.121	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N17 b=1m, h=0.3m, H=3m									
2_17	PH	108.172	29.122	0	112.773	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N18 b=0.2m, h=0.8m, H=3m									
2_18	PH	47.492	9.141	0	59.851	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N19 b=0.2m, h=0.55m, H=3m									
2_19	PH	26.381	4.466	0	37.974	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N20 b=0.25m, h=1m, H=3m									
2_20	PH	100.084	16.185	0	70.817	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N21 b=0.25m, h=1m, H=3m									
2_21	PH	82.314	15.804	0	93.532	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N22 b=0.2m, h=0.7m, H=3m									

N	Type	Permanent	Exploitation	Accidentel	Cloison	Sismique 1	Sismique 2	Vent 1	Vent 2
2_22	PH	59.134	13.082	0	26.748	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N23 b=0.25m, h=0.7m, H=3m									
2_23	PH	57.799	9.982	0	68.514	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N24 b=0.3m, h=1m, H=3m									
2_24	PH	147.096	25.321	0	66.738	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N25 b=1m, h=0.3m, H=3m									
2_25	PH	119.302	28.202	0	104.556	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N26 b=0.9m, h=0.2m, H=3m									
2_26	PH	94.305	25.186	0	62.755	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N27 b=0.3m, h=0.3m, H=3m									
2_27	PH	7.914	2.707	0	1.67	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N28 b=0.2m, h=0.3m, H=3m									
2_28	PH	35.343	31.915	0	28.244	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N29 b=0.3m, h=0.2m, H=3m									
2_29	PH	19.723	4.31	0	19.048	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N30 b=0.65m, h=0.25m, H=3m									
2_30	PH	48.859	9.281	0	62.175	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N31 b=0.65m, h=0.25m, H=3m									
2_31	PH	47.032	9.058	0	62.919	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N32 b=1m, h=0.45m, H=3m									
2_32	PH	213.656	39.417	0	131.027	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N33 b=0.3m, h=1m, H=3m									
2_33	PH	120.427	20.673	0	107.697	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N34 b=0.35m, h=1m, H=3m									
2_34	PH	181.194	33.013	0	96.44	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N35 b=0.7m, h=0.25m, H=3m									
2_35	PH	58.735	7.337	0	51.027	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N36 b=0.45m, h=0.2m, H=3m									
2_36	PH	30.893	4.481	0	20.547	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N37 b=0.45m, h=0.2m, H=3m									
2_37	PH	28.508	3.418	0	23.251	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N2 Poteau N38 b=0.45m, h=0.2m, H=3m									

ANNEXE 3

Semelles sous poteaux

b - côté de la section du fût

h - côté de la section du fût

H - hauteur du fût

bf - côté de la section de la semelle

hf - côté de la section de la semelle

Hf - hauteur de la semelle

PH,T - force verticale

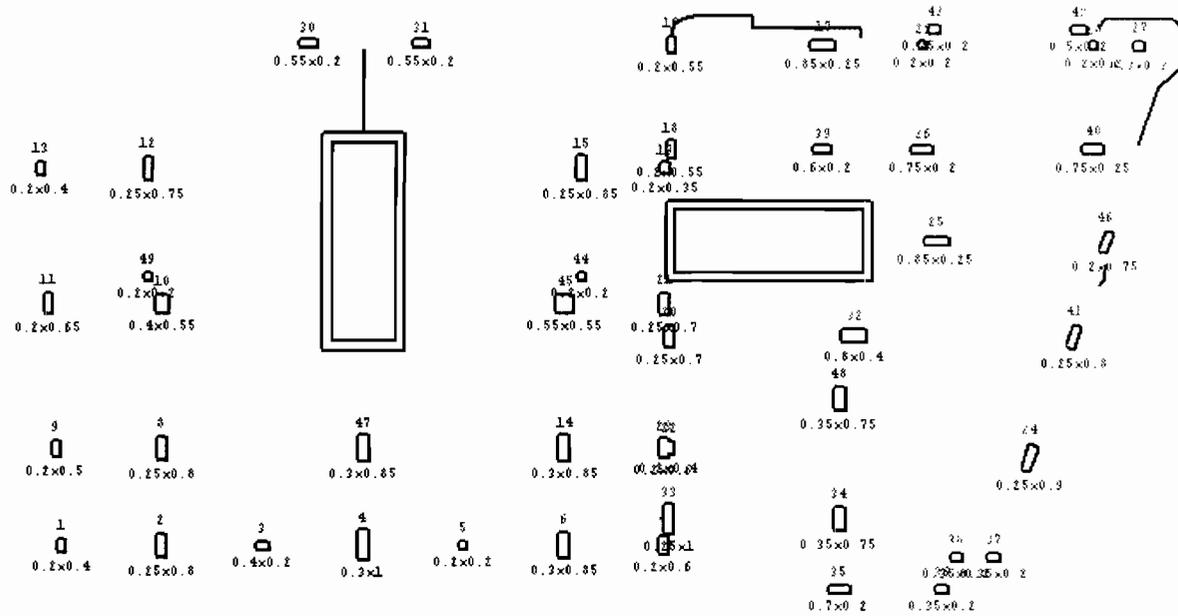
Pb,T - force horizontale, parallèle au côté b

Ph,T - force horizontale, parallèle au côté h

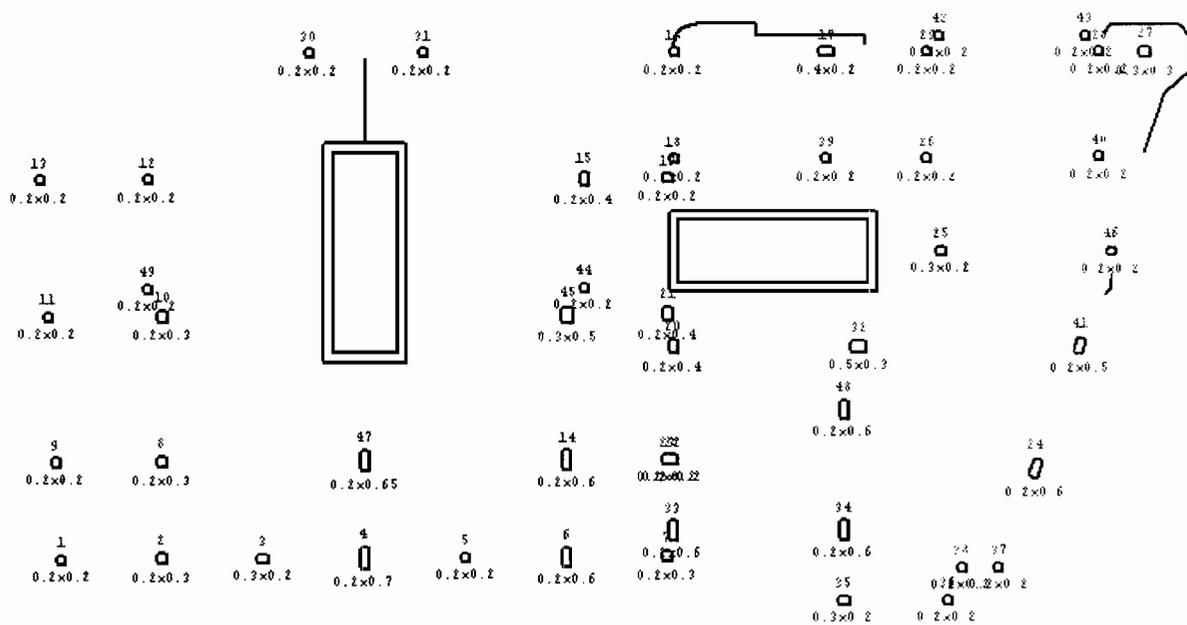
Les charges sont appliquées au niveau supérieur du fût

N	Type	Permanent	Exploitation	Accidentel	Cloison	Sismique 1	Sismique 2	Vent 1	Vent 2
Etage N1 Semelle sous poteau N1 b=0.3m, h=0.3m, H=0.7m, bf=0.8m, hf=0.8m, Hf=0.3m									
1_1	PH	9.832	2.707	0	0.145	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N2 b=0.2m, h=0.4m, H=0.4m, bf=2.3m, hf=2.8m, Hf=0.6m									
1_2	PH	57.594	13.94	0	55.967	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N3 b=0.4m, h=0.4m, H=0.1m, bf=4m, hf=4m, Hf=0.9m									
1_3	PH	211.638	26.152	0	73.059	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N4 b=0.4m, h=0.4m, H=0.1m, bf=4m, hf=4m, Hf=0.9m									
1_4	PH	215.035	26.834	0	82.88	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N5 b=0.4m, h=0.4m, H=0.05m, bf=4.1m, hf=4.1m, Hf=0.95m									
1_5	PH	246.959	34.775	0	47.772	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N6 b=0.4m, h=0.4m, H=0.1m, bf=4m, hf=4m, Hf=0.9m									
1_6	PH	245.06	33.695	0	45.371	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N7 b=0.4m, h=0.4m, H=0.25m, bf=3.3m, hf=3.3m, Hf=0.75m									
1_7	PH	171.997	19.019	0	19.791	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N8 b=0.4m, h=0.4m, H=0.3m, bf=3.1m, hf=3.1m, Hf=0.7m									
1_8	PH	165.805	17.116	0	7.459	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N9 b=0.4m, h=0.4m, H=0.35m, bf=3m, hf=3m, Hf=0.65m									
1_9	PH	143.464	12.082	0	19.165	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N10 b=0.4m, h=0.4m, H=0.3m, bf=3.1m, hf=3.1m, Hf=0.7m									
1_10	PH	151.765	14.836	0	18.103	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N11 b=1m, h=0.3m, H=0.2m, bf=4.1m, hf=3.3m, Hf=0.8m									
1_11	PH	121.428	29.357	0	123.489	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N12 b=0.9m, h=0.2m, H=0.35m, bf=3.5m, hf=2.7m, Hf=0.65m									
1_12	PH	104.073	25.192	0	61.055	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N13 b=0.2m, h=0.3m, H=0.5m, bf=2m, hf=2.3m, Hf=0.5m									
1_13	PH	33.35	30.143	0	26.692	0	0	0	0
	Pb	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ph	0	0	0	0	0	0	0	0
Etage N1 Semelle sous poteau N14 b=0.3m, h=0.2m, H=0.65m, bf=1.7m, hf=1.4m, Hf=0.35m									
1_14	PH	21.475	4.041	0	21.481	0	0	0	0

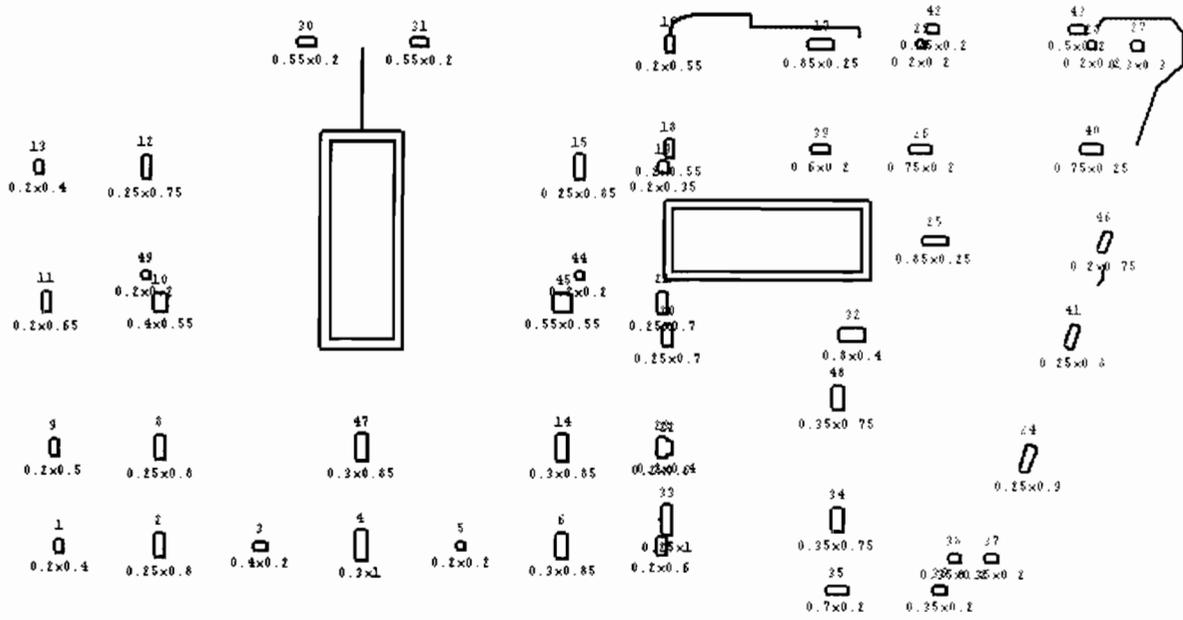
ANNEXE 4



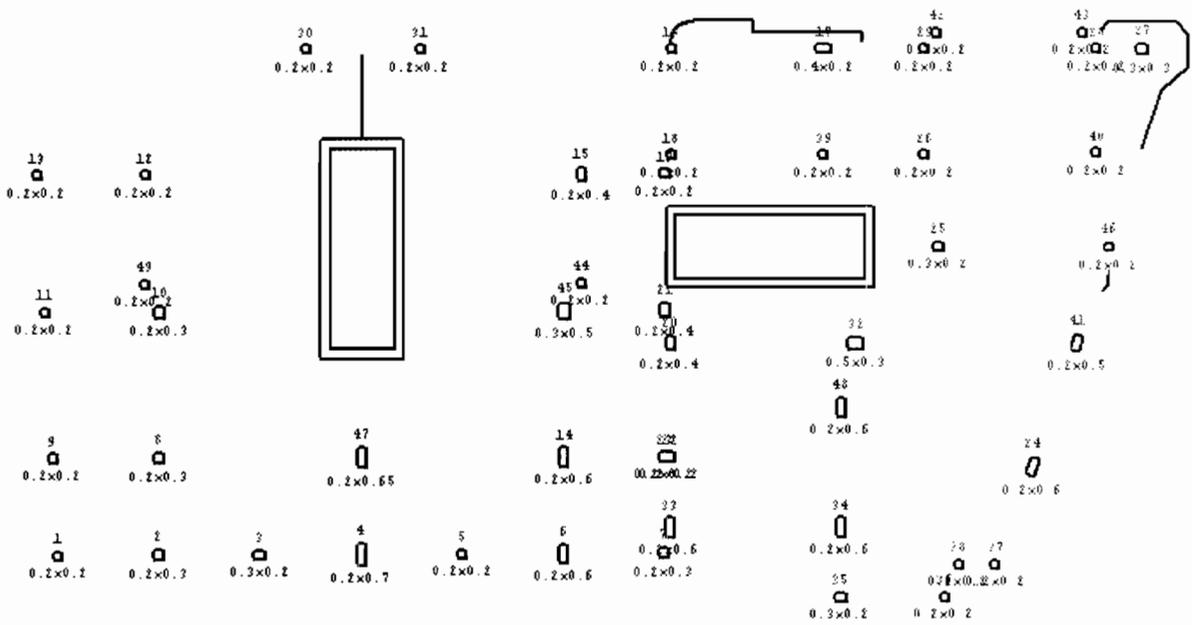
P.H : 3^{ème} & 4^{ème} étage



P.H : 5^{ème} étage

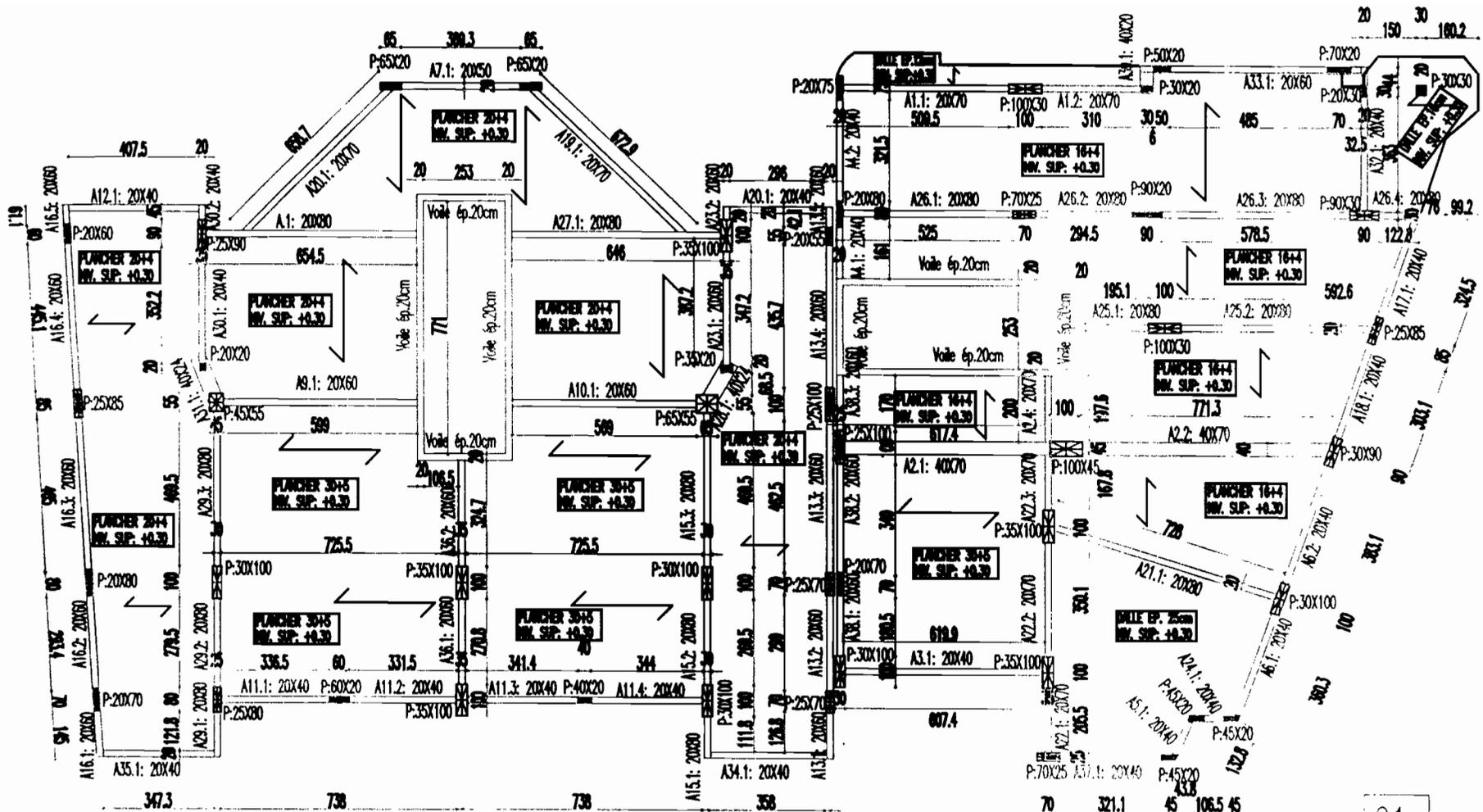


P.H : 3^{ème} & 4^{ème} étage



P.H : 5^{ème} étage

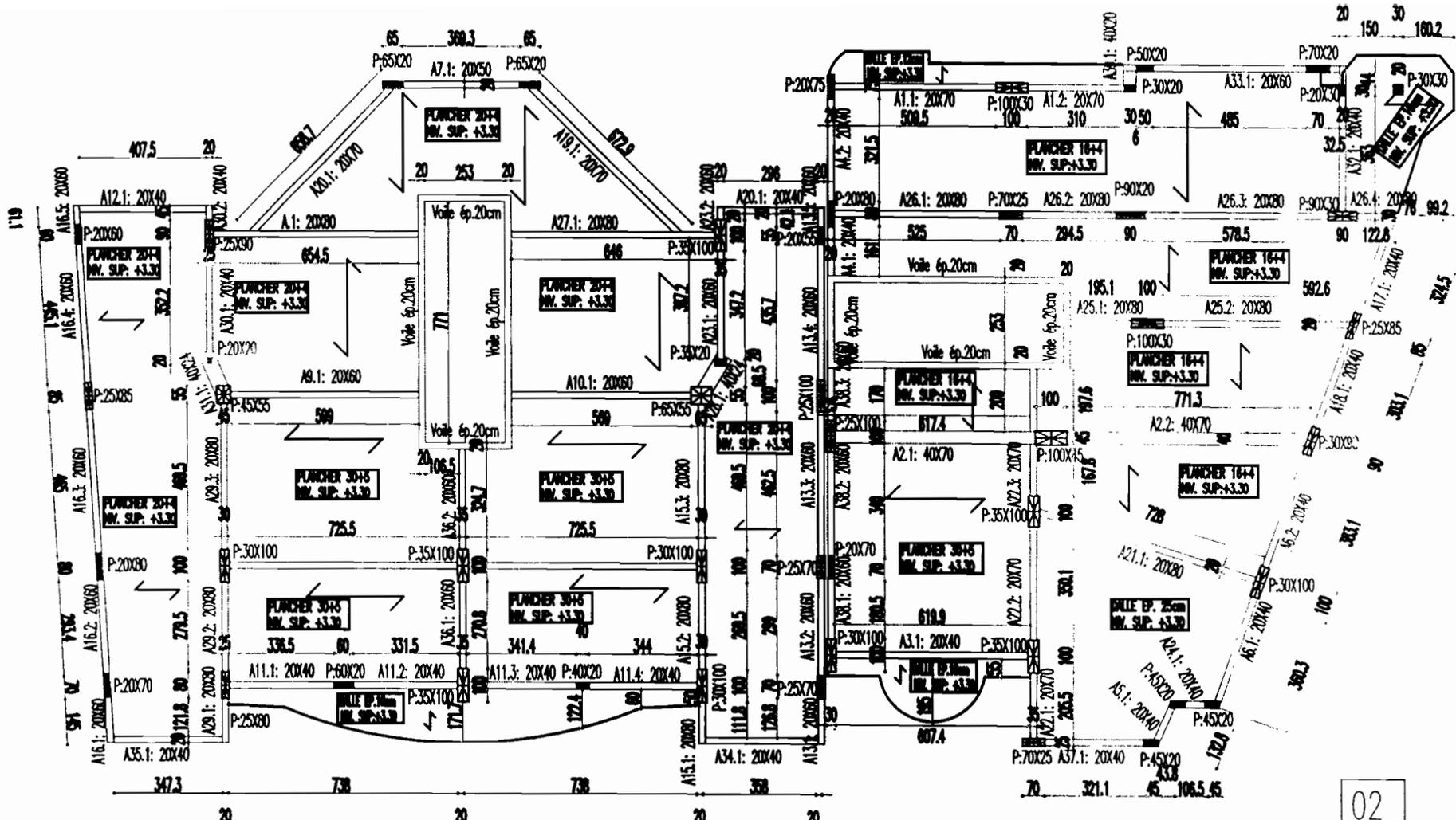
ANNEXE 5



P.F.E. D'après SOW

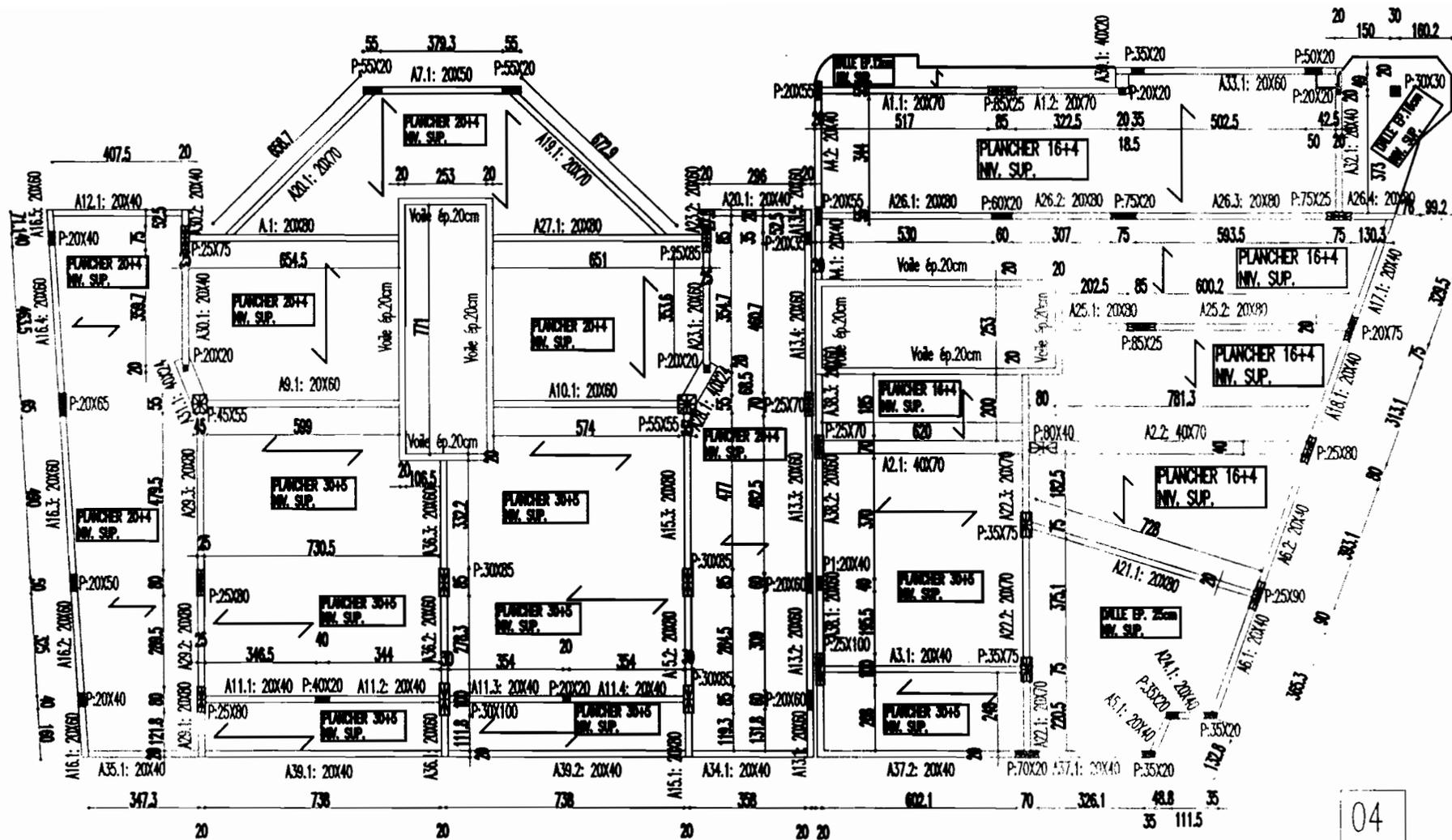
P.H: SOUS-SOL

01



P.F.E. Djibril SOW

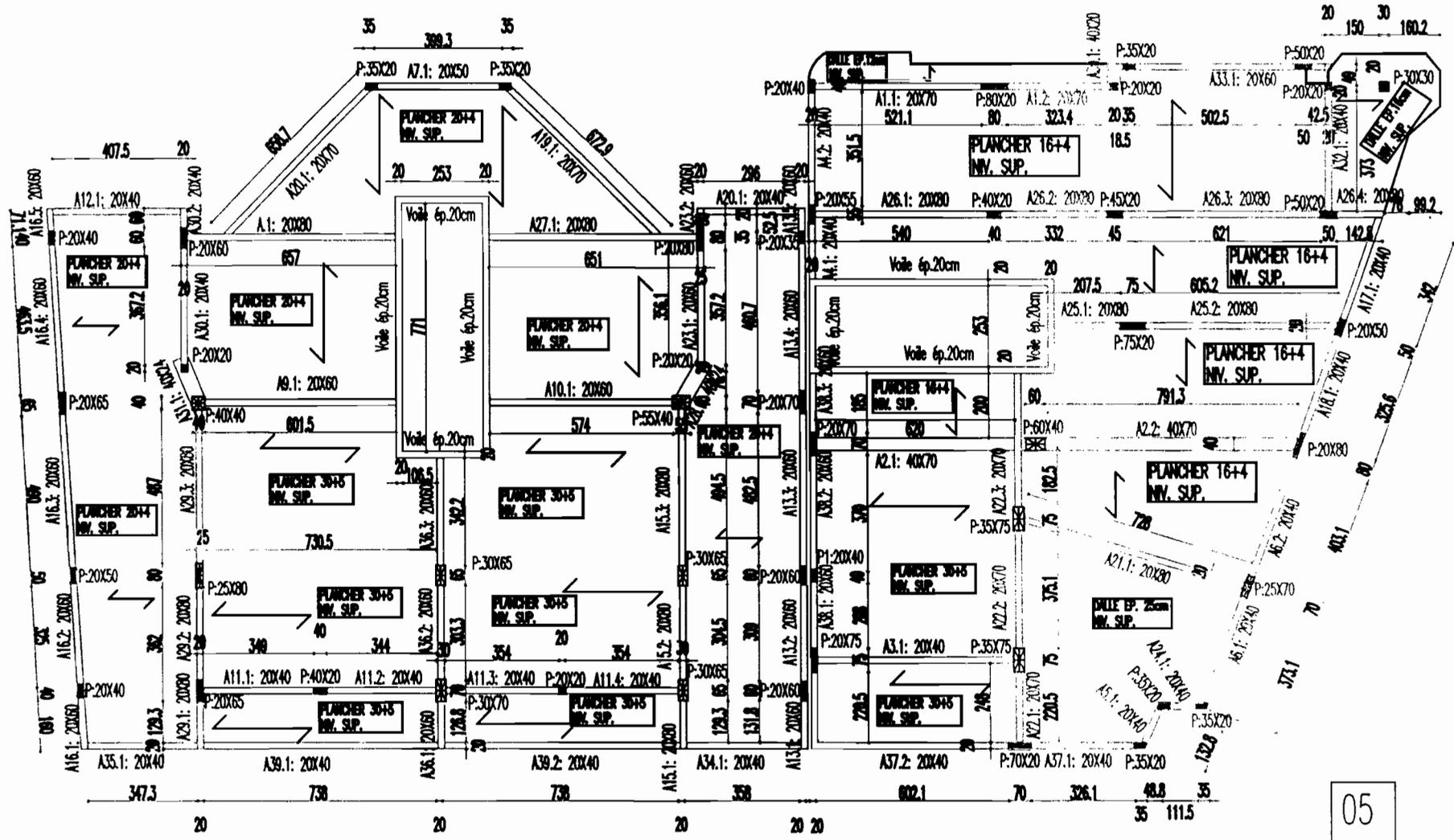
P.H: R.D.C.



04

P.F.E. Djibril SOW

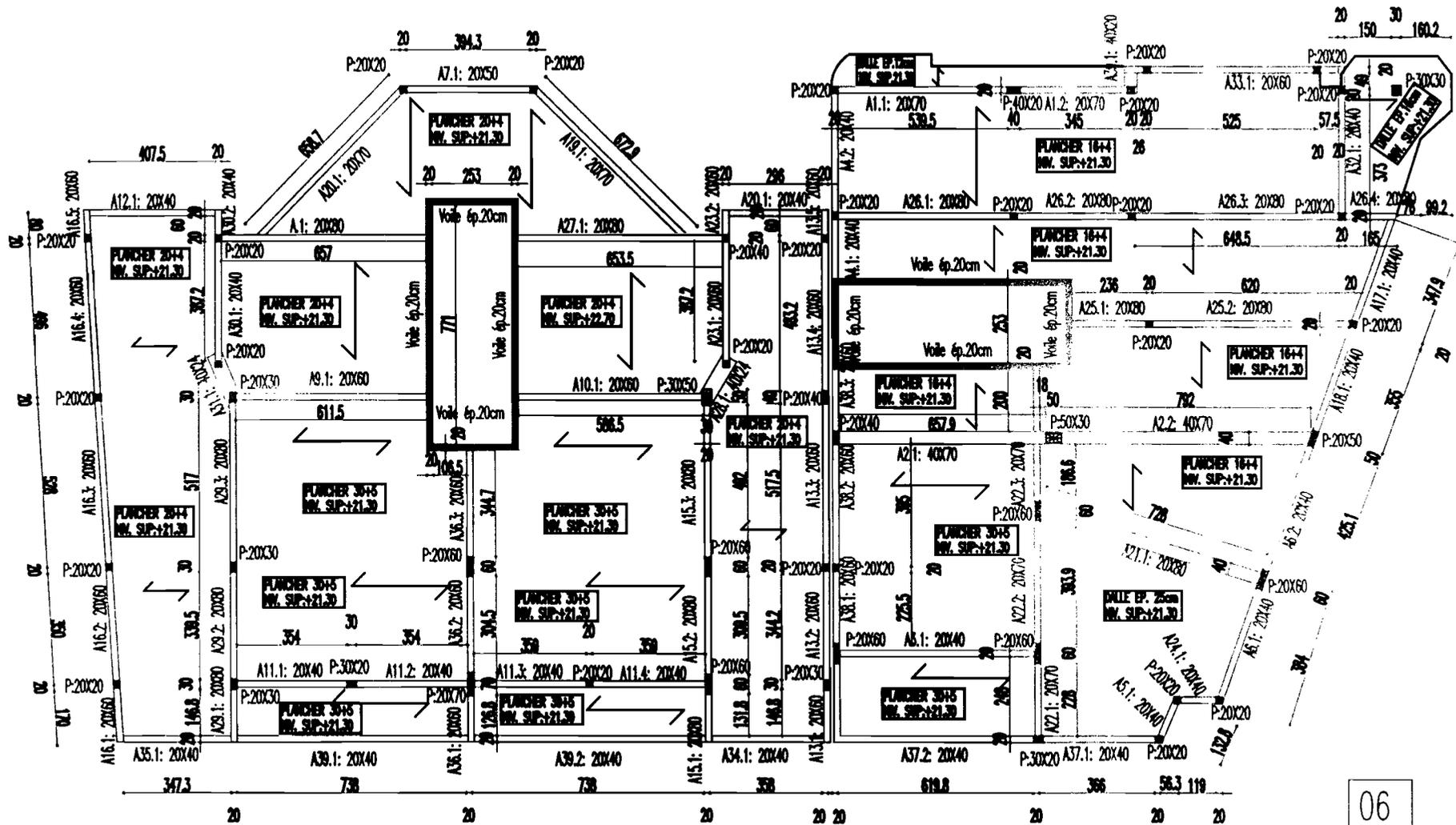
P.H. 1er(+9.30) & 2ème(+12.30) ETAGE



P.F.E. Djibril SOW

P.H. 3ème(+15.30) & 4ème(+18.30) ETAGE

05

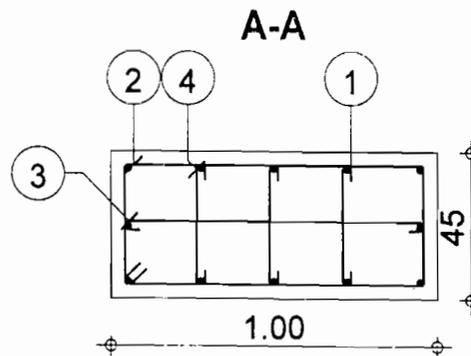
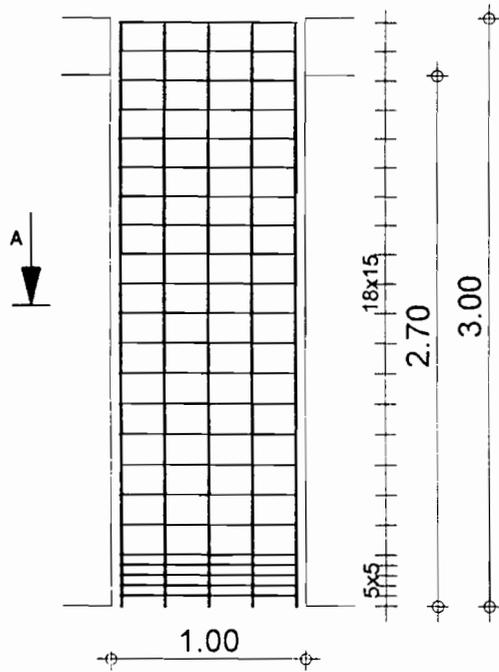


P.F.E. Djibril SOW

P.H. 5ème ETAGE

06

ANNEXE 6



Pos.	Armature	Code	Forme
①	12HA12 l=2.96	0.00	2.96
②	23HA6 l=2.69	5.20	92 37
③	23HA6 l=1.03	2.01	92
④	69HA6 l=48	2.01	37



R.D.C.
P.F.E. Djibril SOW

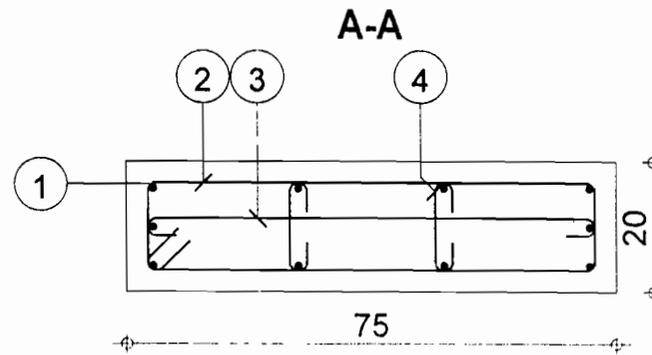
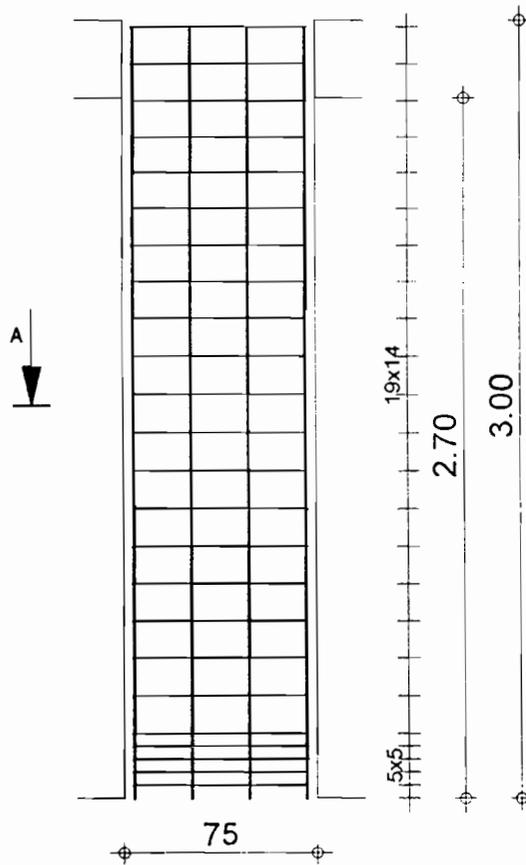
Tél. Fax
Poteau 32
Section 100x45

Acier HA = 57.9kg Béton = 1.21m³
Surface du coffrage = 7.83m²

Enrobage 4cm

Echelle pour la vue 2.61cm/m
Echelle pour la section 4.31cm/m

Pos.	Armature	Code	Forme
①	10HA10 l=2.97	0.00	2.97
②	24HA6 l=1.78	5.20	
③	24HA6 l=80	2.01	
④	48HA6 l=25	2.01	



Poteau 2ème étage
P.F.E. Djibril SOW

Poteau 26
Section 75x20

Tél.

Fax

Acier HA = 34.7kg

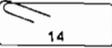
Béton = 0.405m³

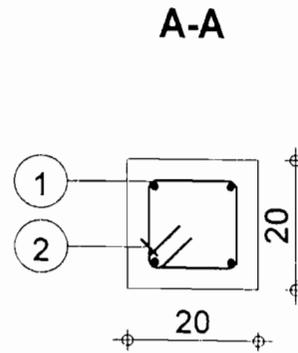
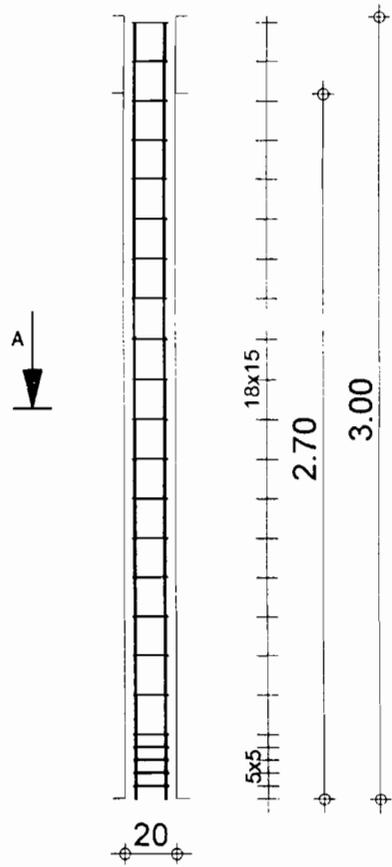
Surface du coffrage = 5.13m²

Enrobage 3cm

Echelle pour la vue 3.45cm/m

Echelle pour la section 8.62cm/m

Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA12 l=2.97	0.00	2.97
②	23HA6 l=68	5.20	 14



7 ème étage

P.F.E. Djibril SOW

Poteau 10
Section 20x20

Tél.

Fax

Acier HA = 14kg

Béton = 0.108m³

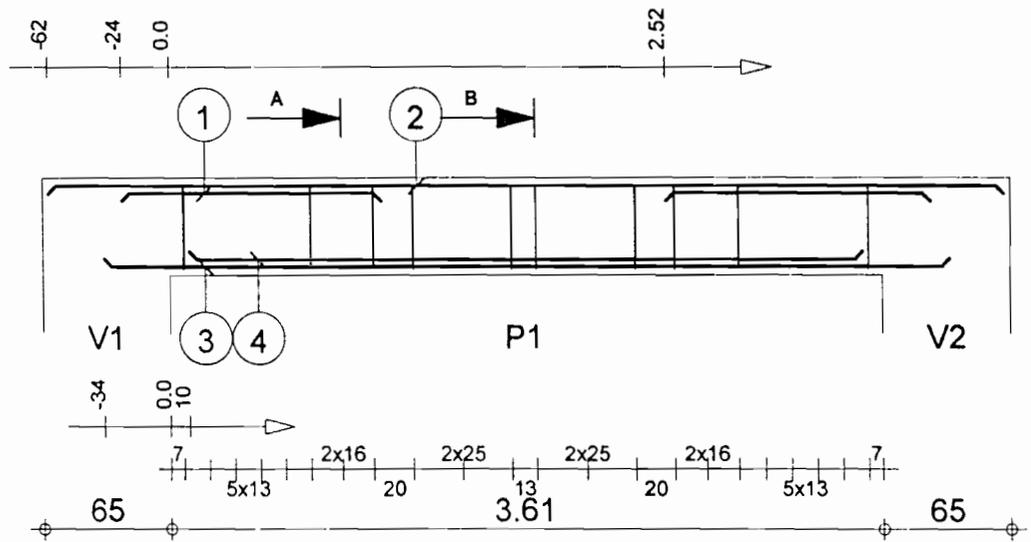
Surface du coffrage = 2.16m²

Enrobage 3cm

Echelle pour la vue 3.45cm/m

Echelle pour la section 8.62cm/m

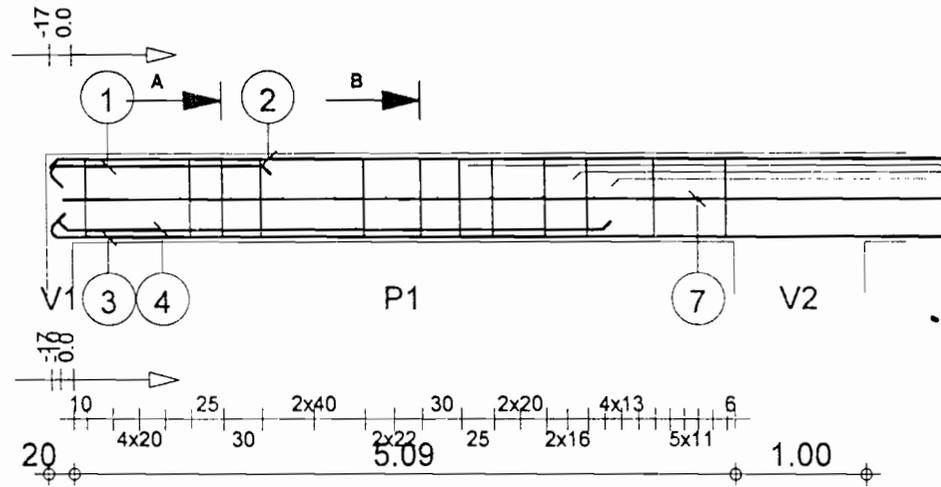
ANNEXE 7



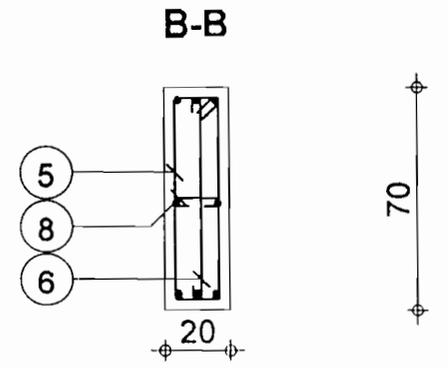
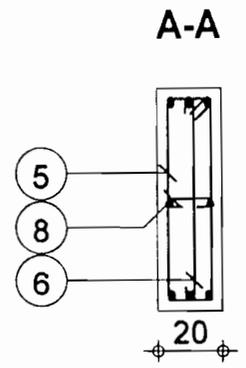
Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA10 l=1.33	0.00	1.33
②	2HA8 l=4.85	0.00	4.85
③	2HA14 l=4.28	0.00	4.28
④	2HA12 l=3.41	0.00	3.41
⑤	22HA6 l=1.28	5.20	44



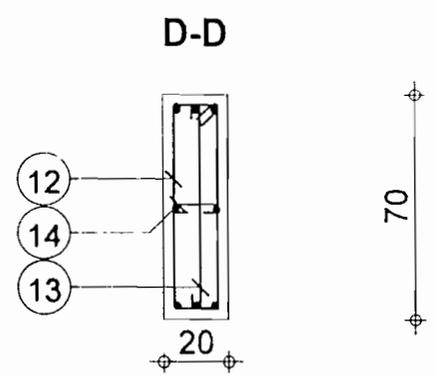
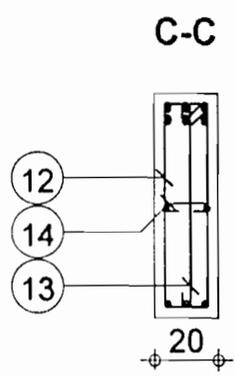
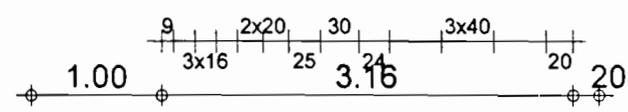
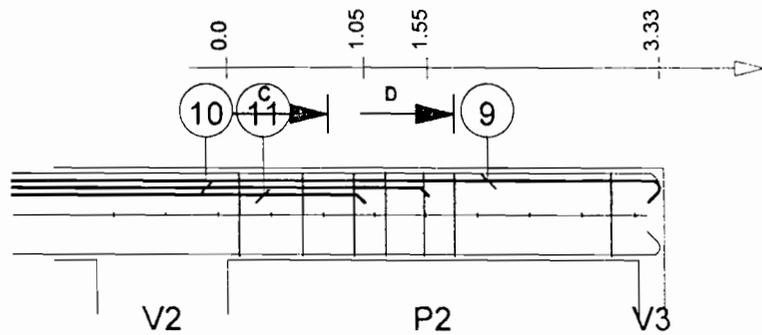
Tél.		Fax		Béton = 0.491m ³	Acier HA = 29.7kg	HA400
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Fc28 = 25MPa		
		Reprise de bétonnage : Oui		Surface du coffrage = 5.83m ²		
	R.D.C. P.F.E. Djibril SOW	Poutre 7 : P1 Section 20x50	Nombre 1	Enrobage inférieur 3cm / Enrobage supérieur 3cm		
				Enrobage latéral 3cm		
				Densité = 60.49kg/m ³	Echelle pour la vue 2.61cm/m	
				Diamètre moyen = 8.57mm	Echelle pour la section 4.31cm/m	



Pos.	Armature	Code	Forme
①	3HA10 l=1.87	1.02	1.70
②	3HA8 l=9.59	0.00	9.59
③	3HA12 l=9.97	2.02	9.59
④	3HA10 l=4.25	0.00	4.25
⑤	26HA6 l=1.68	5.20	64
⑥	26HA6 l=75	2.01	64
⑦	2HA10 l=9.39	0.00	9.39
⑧	13HA6 l=25	2.01	14



Tél.		Fax		Béton = 0.811m3	Acier HA = 75.5kg	HA400
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm	
		Reprise de bétonnage : Oui		Enrobage supérieur 3cm		
	MEZZANINE P.F.E. Djibril SOW	Poutre 1 : P1 Section 20x70	Nombre 1	Surface du coffrage = 9.27m ²		
				Enrobage latéral 3cm		
				Densité = 93.09kg/m3		
				Echelle pour la vue 1.72cm/m		
				Diamètre moyen = 8.38mm		Echelle pour la section 4.31cm/m



Pos.	Armature	Code	Forme
9	3HA10 l=6.53	1.02	6.36
10	3HA10 l=3.79	0.00	3.79
11	3HA10 l=2.99	0.00	2.99
12	12HA6 l=1.68	5.20	64 14
13	12HA6 l=75	2.01	64
14	11HA6 l=25	2.01	14

Tenu au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Oui		Béton = 0.54m ³	Acier HA = 31.7kg	HA400
 MEZZANINE P.F.E. Djibril SOW		Poutre 1 : P2 Section 20x70		Nombre 1		Surface du coffrage = 6.17m ²	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm Enrobage latéral 3cm	
						Densité = 58.7kg/m ³	Echelle pour la vue 1.72cm/m	
						Diamètre moyen = 8.23mm	Echelle pour la section 4.31cm/m	

ANNEXE 8

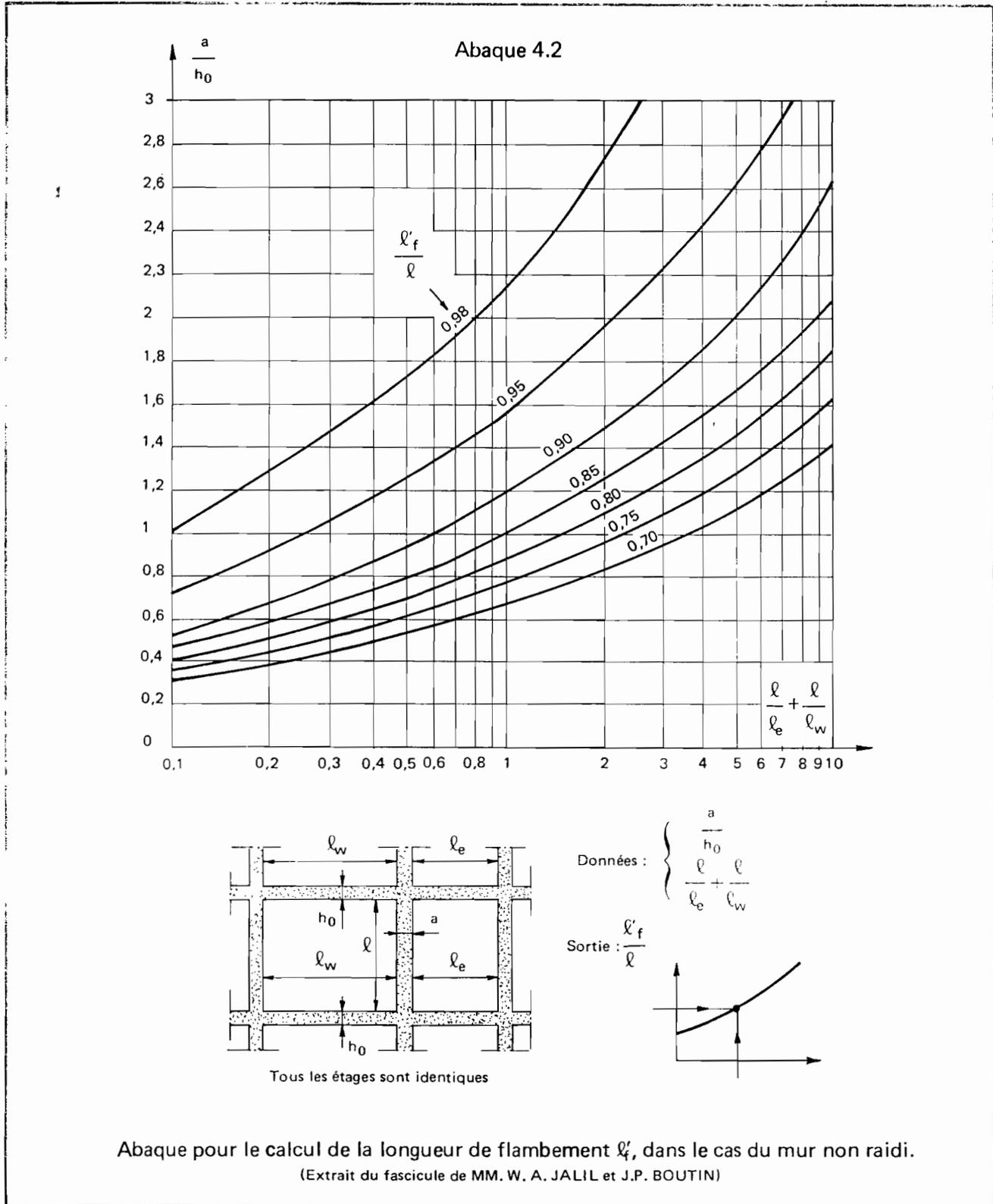
c) Limites inférieures et supérieures

Quelle que soit la valeur lue sur l'abaque, le rapport ℓ_f/ℓ ne peut être pris inférieur à :

0,85 dans le cas d'un mur « non armé » verticalement, ou

0,70 dans le cas d'un mur « armé » verticalement.

(ni supérieur à 1 bien entendu).

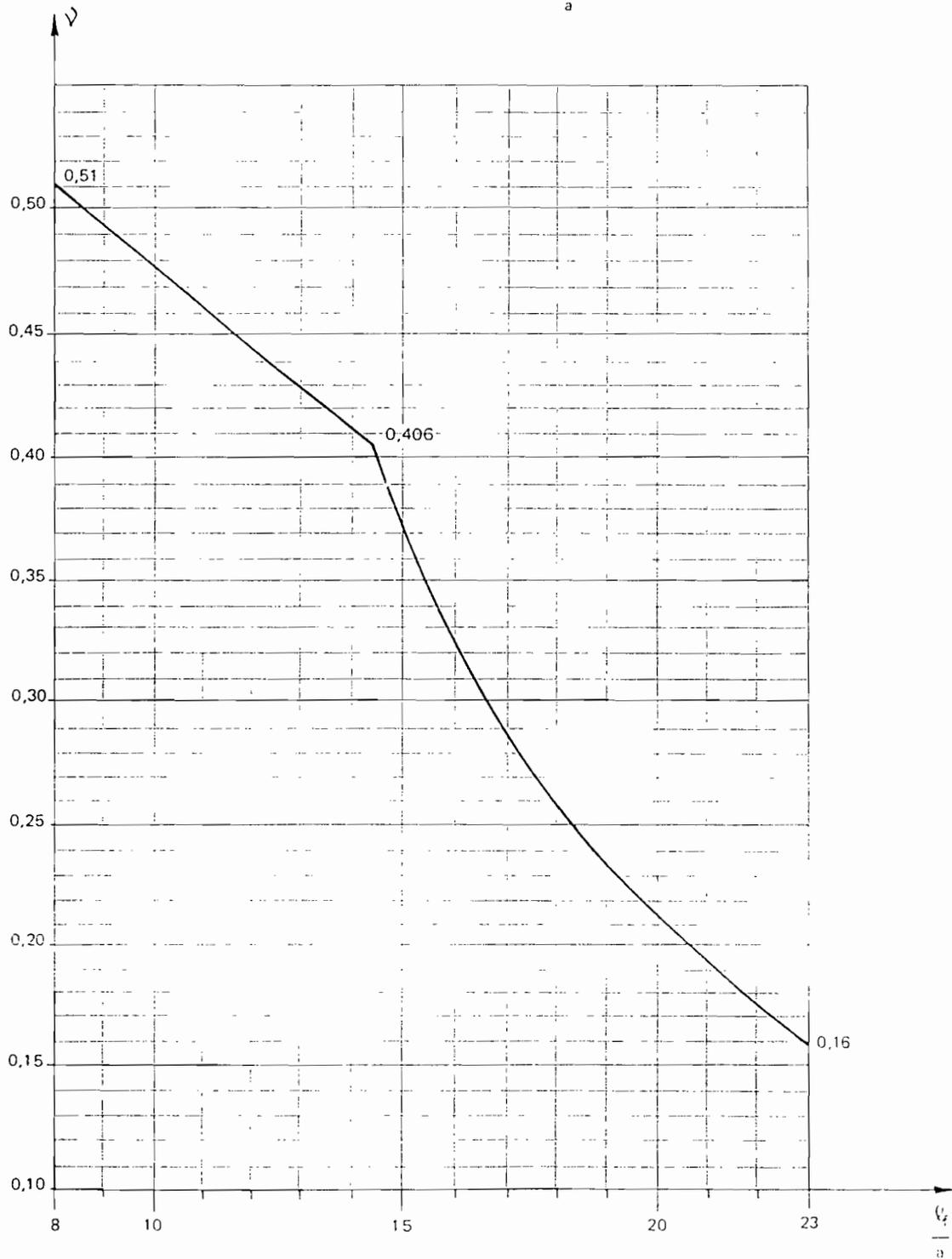


5.3,1.2. Longueur de flambement d'un mur raidi

Cette longueur, désignée par ℓ_f , se déduit de la longueur ℓ'_f que l'on aurait sans raidisseurs.

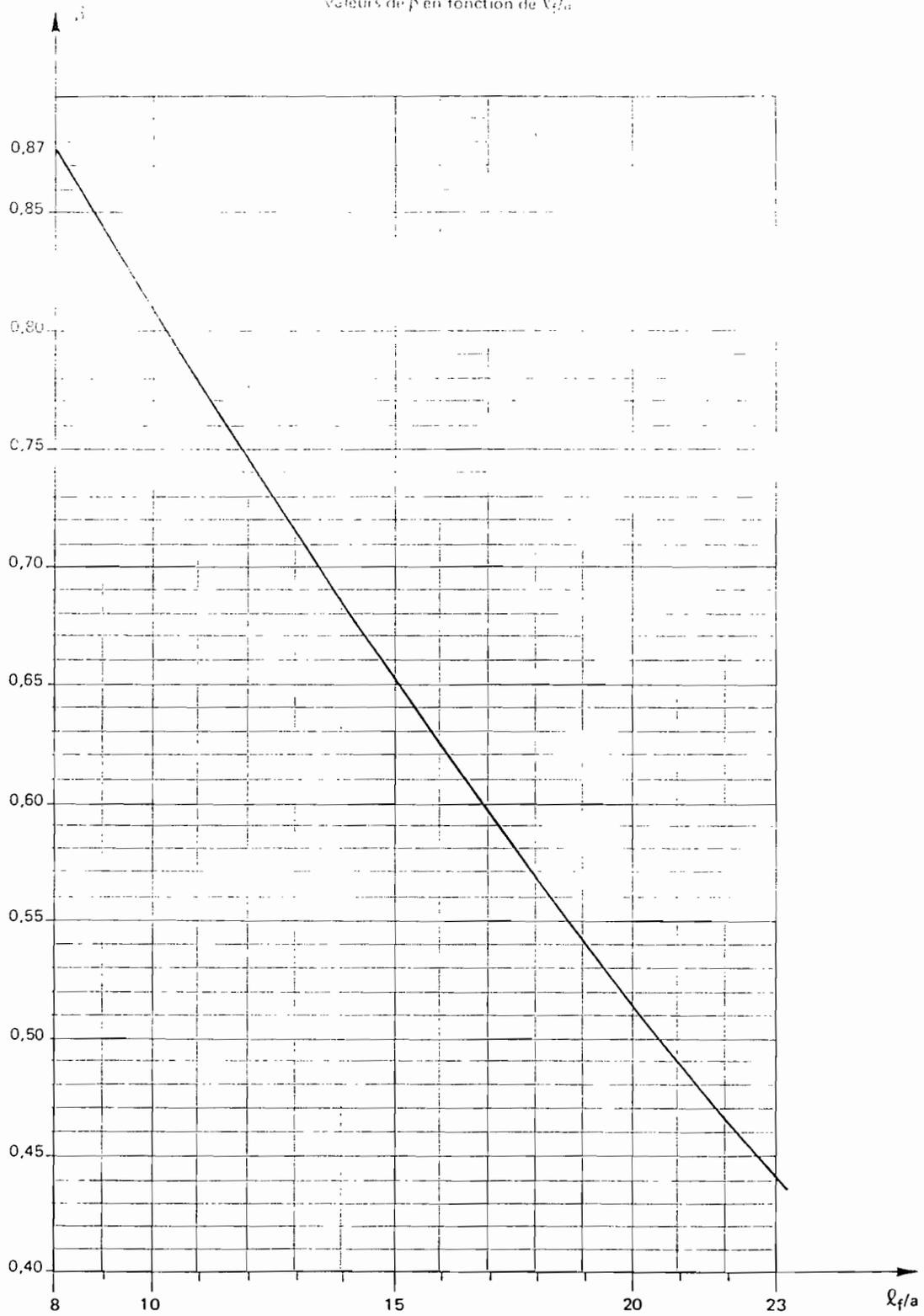
Abaque 4.3

Valeurs de ν en fonction de $\frac{\ell_f}{a}$



Abaque 4.4

Valeurs de β en fonction de Q_f/a



avec A'_{min} section totale dans la section horizontale étudiée des fils verticaux. (exprimée en m^2)

a : largeur du mur (exprimée comme d en m).

$$\theta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{pour un mur intermédiaire (voir abaque 4.5)} \\ 1,4 & \text{pour un mur de rive} \end{cases}$$

$$1 + \frac{\ell_f}{5,8 a} \quad (\text{limité à } 5)$$

N_u et \bar{N}_u déterminés selon 5.3.3. b.

La section A'_{min} est à répartir par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

* Fils horizontaux

disposition : en principe, ils doivent être placés du côté extérieur, c'est-à-dire entre les fils verticaux et la paroi de coffrage le plus voisine, à une distance d'au plus 0,33 m sur une surface face

Abaque 4.5

CAS DU MUR ARMÉ

Abaque donnant le pourcentage minimal de treillis soudé pour $\theta_1 = 1$

