

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

CENTRE DE THIES-DPTMT GENIE CIVIL

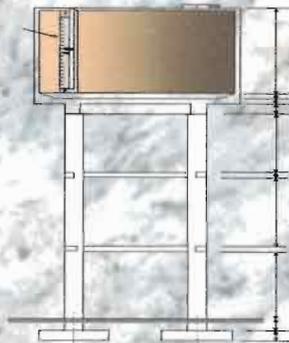


PROJET DE FIN D'ETUDES

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

**Titre : Etude complète de l'alimentation en eau potable
du village de Ritté DIAW**

Captage - Traitement - Stockage - Distribution



Directeur de projet :

**Monsieur El hadji Bamba DIAW
Professeur à l'ESP Thiés**

Auteur du projet :

Ngagne DIOP

Juillet 2002

DEDICACES

A

*Mon père, à Toute ma famille et particulièrement à mon très cher frère
aîné pour son soutien multiforme tout au long de mes études.*

Ce travail est dédié également à toute ma promotion.

A une native d'août qui m'est chère.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à adresser nos vives remerciements à tous ceux qui ont contribué au bon déroulement de ce projet, en particulier :

- **Monsieur El hadji Bamba DIAW**, professeur d'hydraulique à l'ESP, notre directeur de projet qui n'a ménagé aucun effort pour nous soutenir, nous orienter et nous conseiller durant tout ce projet ; et surtout qui a fait preuve d'une disponibilité inestimable à notre égard ;
- **Monsieur Falla PAYE**, professeur de béton armé à l'ESP, pour nous avoir orienté dans nos recherches concernant le dimensionnement du château d'eau ;
- Monsieur Cheikh SECK directeur du brigade de l'hydraulique de Louga ;
- Madame Adou THIAW GAYE, technicienne au laboratoire hydraulique de l'école supérieure polytechnique de Thiès, pour son soutien et sa contribution précieux ;
- Mademoiselle Khady DIOUF, secrétaire au département de génie civil;
- Monsieur Amadou Moctar NDIONG, élève technicien supérieur en 2ième année génie civil pour son soutien sur l'ensemble des travaux de terrain ;
- Et tous ceux, qui de près ou de loin, ont participé à la réussite de ce projet.

SOMMAIRE

Ce présent projet, qui a pour but l'étude complète de l'alimentation en eau potable du village de Ritté DIAW a pu être mené grâce à une documentation diversifiée sur l'alimentation en eau potable, et sur le dimensionnement en béton armé. Des entretiens réguliers avec les habitants de la zone d'étude, une collecte de données auprès de ces derniers et des structures compétentes ont été menés tout le long de projet.

Il s'articule autour de six (6) axes principaux.

La présentation du site à étudier constitue la première phase du projet. Elle est suivie par l'inventaire des installations existantes.

La troisième partie constitue une phase non moins importante dans l'étude, c'est l'analyse physique, chimique et bactériologique de l'eau.

Elle sera suivie par l'essence même du projet qui consiste à analyser et à dimensionner le réseau projeté. Dans un premier temps, nous avons procédé à l'estimation de la population à l'horizon 2012 en partant de l'enquête effectuée auprès des villageois et en considérant une progression géométrique. De là, nous avons estimé les besoins correspondants.

A partir des levées topographiques effectuées au niveau du village, et en utilisant des logiciels appropriés (Watcad et Watercad), nous avons effectué une analyse du réseau projeté sous deux angles différents. Une première analyse concerne un réseau avec uniquement des bornes fontaines pour l'alimentation du village, et une seconde analyse qui prend en compte 90 % de branchements privés au niveau du village. Ces analyses nous ont conduit à des résultats acceptables excepté les valeurs faibles des vitesses dans certaines conduites.

La cinquième partie du projet constitue le dimensionnement complet, selon les règles du BAEL du château d'eau dont la capacité est estimée dans la partie précédente à 100 m³ sur une hauteur sous radier de 11.5 m.

Enfin, la dernière partie est consacrée à une étude financière. Celle-ci a pour objectif la détermination du coût approximatif des investissements à effectuer et l'estimation du coût du m³ d'eau. L'étude financière n'étant que partielle, tous les coûts n'ayant pas pu être évalués

(coût de la désinfection de l'eau par exemple), le coût du m³ d'eau obtenu ne peut être donc qu'approximatif.

Nous terminerons ce projet par quelques recommandations par rapport à l'exécution et à l'exploitation des ouvrages.

TABLE DES MATIERES

	Pages
DEDICACES	I
REMERCIEMENTS	II
SOMMAIRE	III
LISTE DES TABLEAUX	VIII
LISTE DES ANNEXES	IX
AVANT PROPOS	1
INTRODUCTION	2
Chapitre I : PRESENTATION DU VILLAGE	4
I-1- Situation démographique	4
I-2- Situation climatique et géologique	4
I-3- Situation hydrologique	5
I-4- Situation économique et perspectives de développement	6
Chapitre II : ANALYSE DE L'EXISTANT	7
II-1- Analyse des différents forages existant	7
II-2- Estimation de la population actuelle	8
II-3- Estimation des besoins actuels	8
II-4- Analyse du système de distribution en phase de construction	10
Chapitre III : ANALYSE DE LA QUALITE DE L'EAU	11
III-1- Analyses physiques	11
III-2- Analyses chimiques	13
III-3- Analyses bactériologiques	15
III-3-1- Analyses bactériologiques de l'eau de Ritté	16
III-3-2- La désinfection par chloration :	
Conception d'un poste de désinfection	18

a-	Calcul de la capacité de la pompe doseuse	18
b-	Calcul du temps de contact entre l'eau et le chlore	19
c-	Calcul du volume du bassin de contact	19
Chapitre IV	: ANALYSE HYDRAULIQUE	20
IV-1-	Estimation de la population à l'horizon 2012	20
IV-2-	Estimation des besoins à l'horizon 2012	21
IV-3-	Variation de la consommation	23
IV-4-	Détermination de la capacité du château d'eau	25
IV-5-	Ossature du réseau projeté	26
IV-6-	Analyse et dimensionnement du réseau projeté	27
IV-7-	Dimensionnement d'un réseau avec des bornes fontaines	34
IV-8-	Dimensionnement de la conduite de trop-plein	36
IV-9-	Dimensionnement de la conduite de refoulement	37
Chapitre V	: ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DU CHATEAU D'EAU	41
V-1-	Choix du type de réservoir	41
V-2-	Estimation de la capacité portante du sol	41
V-3-	Détermination préliminaire des dimensions de la cuve	42
V-4-	Design de la couverture	44
a-	Choix des armatures au niveau du contour	46
b-	Choix des armatures au droit du moment de travée	47
c-	Vérifications suivants les états limites de services	47
d-	Effort tranchant	49
V-5-	Calcul des armatures la paroi cylindrique	50
a-	Rappels théoriques	50
b-	Armatures longitudinales (cerces)	57
c-	Choix des armatures transversales	59
V-6-	Calcul des armatures dans le radier	62
a-	Calcul des moments de design dans le radier	62
b-	Calcul des aciers longitudinaux	63
c-	Calcul des aciers transversaux	65

d-	Vérification suivant les états limites de service	66
e-	Longueur de scellement, point d'arrêt	68
V-7-	Calcul des colonnes et traverses	69
a-	Vérification de la stabilité d'ensemble	69
b-	Calcul des poutres	71
-	Traverses supérieures	71
-	Traverses médianes	76
-	Traverses inférieures	80
c-	Calcul des colonnes	82
V-8-	Calcul des semelles	89
a-	Choix préliminaire des dimensions de la semelle	89
b-	Calcul des armatures	90
c-	Détermination des longueurs des barres	92
Chapitre VI	: ANALYSE FINANCIERE	94
VI-1-	Estimation globale du château d'eau	94
VI-2-	Le génie civil	94
VI-3-	Les conduites et accessoires	94
VI-4-	Coût du m ³ d'eau	96
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		100
ANNEXES		102
BIBLIOGRAPHIE		173

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 2-1</i>	: Population recensée	Page 8
<i>Tableau 2-2</i>	: Habitations actuelles par lot	Page 8
<i>Tableau 2-3</i>	: Consommation actuelle du village	Page 9
<i>Tableau 3-1</i>	: Concentrations limites des substances chimiques toxiques	Page 15
<i>Tableau 3-2</i>	: Résumé des résultats d'analyse	Page 17
<i>Tableau 4-1</i>	: Habitation par lot en 2012	Page 20
<i>Tableau 4-2</i>	: Les besoins du cheptel en 2012	Page 22
<i>Tableau 4-3</i>	: Consommation aux nœuds (réseau avec BP)	Page 28
<i>Tableau 4-4</i>	: Résumé des résultats (réseau avec BP)	Page 33
<i>Tableau 4-5</i>	: Consommation aux nœuds (réseau avec BF)	Page 35
<i>Tableau 4-6</i>	: Résumé des résultats (réseau avec BF)	Page 36
<i>Tableau 4-7</i>	: Amortissement des conduites	Page 38
<i>Tableau 4-8</i>	: Frais d'exploitation	Page 39
<i>Tableau 4-9</i>	: Coût total pour différent diamètre de la conduite de refoulement	Page 40
<i>Tableau 6-1</i>	: Devis estimatif	Page 95
<i>Tableau 6-2</i>	: Frais d'amortissement des ouvrages	Page 96
<i>Tableau 6-3</i>	: Charges fixes annuelles	Page 97

LISTE DES ANNEXES

<i>Annexe 1</i> : Plan de masse du village	Page 102 ;
<i>Annexe 2</i> : Tableau des levées topographiques	Page 103-105
<i>Annexe 3</i> : Isohyètes du SENEGAL	Page 106-107 ;
<i>Annexe 4</i> : Portrait de quelques infrastructures existantes	Page 108;
<i>Annexe 5</i> : Compte rendu d'analyse micro biologique	Page 109;
<i>Annexe 6</i> : Facteurs de dilution pour le calcul des débits d'hypochlorite de sodium	Page 110;
<i>Annexe 7</i> : Tableau donnant le coefficient K pour le calcul du temps de contact	Page 111;
<i>Annexe 8</i> : Poste de chloration	Page 112;
<i>Annexe 9</i> : Coefficient d'irrégularité (de pointe)	Page 113;
<i>Annexe 10</i> : Schémas du réseau avec branchements privés	Page 114-115;
<i>Annexe 11</i> : Résultats de dimensionnement du réseau avec BP	Page 116-120
<i>Annexe 12</i> : Schéma du réseau avec bornes fontaines	Page 121-122;
<i>Annexe 13</i> : Résultats de dimensionnement du réseau avec bornes fontaines	Page 123-125;
<i>Annexe 14</i> : Brochure des prix des conduites	Page 126;
<i>Annexe 15</i> : Tableau 1 : Coefficient μ et β pour le calcul de la section d'acier	Page 127 ;

Tableau 2 : Coefficient β_1 et K pour le calcul de la section d'acier à l'ELS	Page 128;
Annexe 16 : Abaques donnant K en fonction de e / e' et β_h	Page 129-132;
Annexe 17 : Schéma du château d'eau	Page 133;
Annexe 18 : Schéma de chargement de l'ossature du château d'eau	Page 134;
Annexe 19 : Moments et tensions quand la paroi est encadrée dans la couverture	Page 135-137;
Annexe 20 : Tableau des moments et tensions obtenus aux différentes hauteurs	Page 138;
Annexe 21 : Diagrammes des moments tensions circulaires	Page 139-141;
Annexe 22 : Tableaux des sollicitations (obtenues par Robot millenium, version demo)	Page 142;
Annexe 23 : Vitesse maximale instantanée du vent	Page 143-144
Annexe 24 : Calcul de la charge du vent s'exerçant sur un château d'eau cylindrique de la région de Louga	Page 145;
Annexe 25 : Détermination des efforts sur la traverse supérieure	Page 146 ;
Annexe 26 : Essais de débit	Page 147-148
Annexe 27 : Normes OMS et AFNOR	Page 149-154
Annexe 28 : Prix estimatif des réservoirs	Page 155;
Annexe 29 : Coefficient de flambement	Page 156;

<i>Annexe 30</i> : Courbes d'interaction : Poteau rectangulaire	Page 157-158;
<i>Annexe 31</i> : Profils en long	Page 159-164;
<i>Annexe 32</i> : Résultats dimensionnement du réseau avec BF à partir d'un autre logiciel : Watercad	Page 165;
<i>Annexe 33</i> : Plans de ferrailage	Page 166-169;
<i>Annexe 34</i> : Tableau des sections d'armatures	Page 170;
<i>Annexe 35</i> : Conception de l'abreuvoir	Page 171;
<i>Annexe 36</i> : Conception de la potence	Page 172;

AVANT PROPOS

L'eau, cette molécule précieuse aux yeux des physiiciens s'est répandue dans tous les domaines. Elle constitue une denrée indispensable à tout être vivant. Elle est source de vie.

Ce pendant les problèmes liés à l'eau sont multiples à commencer par les maladies hydriques passant par sa mauvaise répartition sur la planète. En effet 97.2 % des réserves est constitué par les océans et seul 2.8% est constitué par les terres émergées et qui se répartissent comme suit :

- ◆ Inlandis & glaciers : 2.14 % ;
- ◆ Eau souterraine (< 4000 m) : 0.61 % (93 % eau douce) ;
- ◆ Humidité du sol : 0.005 % ;
- ◆ Lacs d'eau douce : 0.009 % ;
- ◆ Rivières : 0.0001 %

INTRODUCTION

C'est un lieu commun de rappeler que l'eau est indispensable à tous être vivants pour qu'ils puissent subsister.

Ce merveilleux élément, qui recouvre près des trois quarts de la superficie du globe, entre pour 60 % environ dans la constitution des animaux supérieurs et pour 80 % environ dans celle des végétaux. « Toute vie serait impossible si l'eau venait à manquer ».

L'importance de ce problème mérite donc que l'on s'y attarde et que l'aggravation, sans cesse croissante de la disponibilité de cette denrée précieuse en milieu rural, soit examinée clairement et simplement, qu'il s'agisse du captage et de sa protection sanitaire ou du traitement des eaux, ou qu'il soit question du transport de l'eau, de son stockage et de sa distribution.

Le Sénégal, caractérisé par une faible pluviométrie mal répartie dans l'espace et dans le temps, recèle cependant de grands gisements d'eau souterraine. L'exploitation judicieuse de cette ressource comporte plusieurs avantages ; elle permet entre autres la mise en valeur de la campagne par la création d'activités agricoles ce qui contribuera à l'élévation du niveau de vie du monde paysan, en conséquence, l'exode rural sera freiné au bénéfice d'une croissance plus saine des villes.

Les populations de Ritté DIAW fondent beaucoup leur espoir sur les forages réalisés par vision mondial en 1987. Les forages étaient équipés de pompe manuelle (type UNICEF) et ce n'est qu'en novembre 2001 que l'un des forages est équipé d'une motopompe et utilisé pour l'alimentation directe (sans stockage) des villageois. Un autre forage est équipé actuellement d'une éolienne.

Ce pendant, un réservoir au sol de 50 m³ est construit par les villageois avec l'appui du ministère de l'hydraulique mais sans une étude préalable.

Il fallait donc rassembler tous ces éléments nécessaires à la conception et à l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable pour qu'on puisse établir facilement et économiquement son étude, tout en l'assortissant de garanties nécessaires pour assurer la potabilité des eaux transportées et distribuées.

Tel est donc l'objet du présent projet. Il visera également à définir à l'horizon 2012 les possibilités de branchements privés dans chaque concession.

Chapitre I : **PRESENTATION DU VILLAGE**

Cette partie de l'étude consiste à présenter le site sous plusieurs aspects. Elle donne ainsi un aperçu des caractéristiques essentielles de la zone étudiée.

Le village de Ritté DIAW fait partie de la communauté rurale de nguidilé du département de Louga. Il est situé à quelques 5 km de la ville de Louga.

I-1- Situation démographique

Ritté est un petit village de moins de 1000 habitants répartis dans une cinquantaine de concessions.

Cependant notons que ce village se modernise et les populations ont plutôt des habitudes de citadins. Ceci est dû au fort taux d'émigration. La majeure partie des jeunes sont des « modou modou ».

Le taux d'accroissement pour les estimations futures dans les villages est souvent pris entre 1.5 et 3 %. Nous prenons dans nos calculs un taux de 2.7 %.

Cette population est plutôt jeune donc nous utilisons la méthode de l'accroissement géométrique dans nos calculs car elle correspond le mieux à ce type de population.

I-2- Situation climatique et géologique

La moyenne pluviométrique annuelle de la région de Louga est de 200 à 300 mm. Elle fait partie de la zone sahélienne.

Les températures sont assez élevées et tourne autour de 25 °C. La moyenne annuelle de la température au Sénégal allait de 24.3 °C à Dakar et 28.7 °C à Matam.

La zone de Ritté DIAW est relativement plate.

I-3- Situation hydrologique

Nous nous sommes basés sur l'étude hydrologique faite par Andrew Stancioff (1983) concernant tout le Sénégal pour décrire la situation hydrologique du village.

◆ L'eau de surface

Le village de Ritté DIAW fait partie des zones situées au nord de l'isohyète 500 mm.

a- Précipitation

Les précipitations sont insuffisantes pour assurer le renouvellement des couches aquifères de surface et le sont presque totalement pour les couches profondes.

b- Evaporation

Les taux d'évaporation sont particulièrement élevés dans les régions au nord de l'isohyète 500 mm. Ce qui signifie que la quasi totalité de la surface d'eau libre restant à la fin de la saison des pluies est très rapidement perdue par évaporation.

c- Ruissellement

Les apports par ruissellement sont pratiquement nuls.

Même si des pluies excessives (ce qui n'est pas le cas au village de Ritté) conduisent à un certain ruissellement, ce dernier a tendance à être rapidement absorbé par les sols sableux et demeure limité par l'aspect local des pluies.

Ainsi en années à déficits pluviométriques, aucun renouvellement ou réapprovisionnement des eaux de la nappe ne peut être espéré.

◆ L'eau souterraine

La seule information dont nous disposons est que la nappe captée est celle des calcaires éocènes. Ce pendant, des essais sur palier de débits ont été effectués pour connaître le débit d'exploitation du forage, annexe 27.

I-4- Situation économique et perspectives de développement

Les infrastructures urbaines ne sont pas nombreuses au village, on note l'existence :

- ◆ D'une école (enseignement arabe) de 6 classes ;
- ◆ D'une école (enseignement français) de 2 classes ;
- ◆ D'une éolienne ;
- ◆ D'une case de santé ;
- ◆ D'une mosquée.

Les principales activités économiques du village sont l'agriculture et l'élevage. Le commerce n'y est pas très développé.

Il est à noter cependant que l'agriculture constitue de moins en moins un moyen de développement économique. En effet, avec l'utilisation répétée des terres, la pauvreté du sol et le déboisement intensif, la production agricole est faible.

Les revenus des habitants du village sont peu élevés mais avec les émigrés, le niveau de vie est assez acceptable.

Chapitre II : ANALYSE DE L'EXISTANT

L'objectif de ce chapitre est d'inventorier toutes les infrastructures existantes concernant l'alimentation en eau du village.

Actuellement le système de production est constitué :

- ◆ De 3 forages dont un est équipé d'une motopompe et un autre d'une éolienne;
- ◆ D'un réservoir de stockage de 50 m³ ;
- ◆ D'une conduite de distribution avec un robinet au bout.

II-1- Analyse des forages existants

Trois forages ont été réalisés dans le village par vision mondial en 1987 et actuellement un seul de ces trois est équipé d'une pompe avec un moteur diesel et exploité pour l'alimentation du village.

Une coupe lithologique et technique du forage nous permettrait de faire une analyse plus municipeuse, malheureusement, le dossier d'exécution de ces forages réalisés par vision mondial nous est indisponible. Cependant, pour ce qui concerne le débit d'exploitation, (que nous avons obtenu par essais sur palier de débit) il est largement suffisant pour l'alimentation du village.

Une visite sur le terrain nous a permis de voir que le forage exploité est équipé d'une pompe immergée caprari avec un moteur diesel type R16/3L/20.

Les ouvrages existants sont gérés par un comité constitué par un agent formé par la brigade de l'hydraulique et des membres du village.

II-2- Estimation de la population actuelle

Les enquêtes de population effectuées par nous même, sur les 60 concessions que compte le village, le 22 décembre 2001 ont donné les résultats suivants :

Tableau 2-1 : Population recensée

ESPECES	NOMBRE
Personnes	830
Chevaux	20
Bœufs	120
Ânes	50
Moutons & chèvres	1300

Le recensement des personnes a été effectué par lot de maison ; ainsi on obtient (pour les lots, voir plan de masse) :

Tableau 2-2 : Habitation actuelle par lot

Lots	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14
Habitants	NH	30	90	80	60	40	30	90	70	80	50	60	70	80

NH = non habité

II-3- Estimation des besoins actuels

Les valeurs de consommation journalière proposées par l'OMVS en milieu rural sont :

- ◆ Personnes : 30 l/pers./jour ;
- ◆ Bœufs : 40 l/esp./jour ;
- ◆ Chevaux : 40 l/esp./jour ;
- ◆ Anes : 40 l/esp./jour ;
- ◆ Moutons & chèvres : 5 l/esp./jour.

- ◆ Anes : 40 l/esp./jour ;
- ◆ Moutons & chèvres : 5 l/esp./jour.

A partir de ces valeurs, nous estimons la demande actuelle qui est mentionnée dans le tableau 2-3.

A ces demandes s'ajoutent les consommations au niveau des différentes infrastructures du village qui sont évaluées comme suit :

- 6 classes arabes comptant au total près de 140 élèves soit une consommation estimée à $2.1 \text{ m}^3 / \text{j}$;
- 2 classes françaises comptant au total près de 40 élèves soit une consommation estimée à $0.6 \text{ m}^3 / \text{j}$;
- Une mosquée dont la consommation est prise égale à $0.8 \text{ m}^3 / \text{j}$;
- Une case de santé dont la consommation est prise égale à $0.5 \text{ m}^3 / \text{j}$.

Tableau 2-3 : Consommation actuelle du village

ESPECES	POPULATIONS	CONS. UNITAIRES (l/j)	CONS. TOTALES (l/j)
Personnes	830	30	24900
Bœufs	120	40	4800
Chevaux	20	40	800
Ânes	50	40	2000
Moutons & chèvres	1300	5	6500
Ecole arabe	-	-	2100
Ecole française	-	-	600
Mosquée	-	-	800
Case de santé	-	-	500
TOTAL	-	-	42400

II-4-Analyse du système de distribution en phase de construction

L'eau étant une denrée indispensable, les populations du village en collaboration avec le ministère de l'hydraulique ont tenté de mettre sur place un système provisoire de distribution en attendant l'aboutissement du projet éradiquant totalement le problème de l'alimentation en eau potable du village.

On est entrain de construire un réservoir de 50 m^3 sur 5 piliers avec 4 m de haut (réservoir au sol. Il a un diamètre de 3 m et $h = 3.10 \text{ m}$).

Vus les besoins actuels, ce réservoir peut assurer l'alimentation actuelle du village.

En effet, on a une demande de $1.77 \text{ m}^3 / \text{h}$ et un réservoir de 50 m^3 donc on a un temps de vidange de $t = 50 / 1.77$ donc $t = 28.25 \text{ h} > 24 \text{ h}$ d'où il est impossible d'assurer la demande quotidienne avec ce réservoir de 50 m^3 . (Le temps de pompage recommandé par la direction de l'hydraulique et de l'assainissement (DHA) en milieu rural est de 10h par jour)

Cependant, ce réservoir accouplé avec la potence au environs du forage, pourrait servir de point d'eau pour les charrettes ou bien servir à la chloration de l'eau qui est indispensable avant la consommation comme le confirme le chapitre III.

Chapitre III : ANALYSE DE LA QUALITE DE L'EAU

L'eau destinée à la consommation humaine doit être exempte de substances chimiques et des germes pathogènes. Elle doit être non seulement saine, c'est à dire non dangereuse mais aussi agréable que possible à consommer.

La potabilité d'une eau doit être vérifiée au moyen de trois types de contrôles effectués sur des échantillons correctement prélevés.

- ✓ Analyses physiques ;
- ✓ Analyses chimiques ;
- ✓ Analyses bactériologiques.

Voir les normes de l'OMS et AFNOR en annexe 27.

Chacun de ces contrôles comporte une série d'analyses dont les résultats doivent être interprétés et comparés avec les caractéristiques requises pour l'eau brute et l'eau potable selon les normes de qualité.

III-1- Analyses physiques

L'eau de consommation doit être fraîche (sa température ne devrait pas dépasser 15°C), limpide, sans odeur ou saveur désagréable et exempte de couleur.

a)- Température

La température de l'eau au moment du prélèvement était d'environ 30.5°C. Cependant la température recommandée se situe entre 9°C et 12°C.

Les facteurs qui influencent sur la température sont d'une manière générale l'altitude, l'emplacement du château d'eau et les cultures de surfaces (les forêts refroidissent le sol).

Butterfield et ses collaborateurs ont observé une efficacité du chlore 5 fois plus élevée entre 20 et 25°C qu'entre 2 et 5°C.

Une augmentation de la température peut influencer la saveur de l'eau mais abrège la survie dans l'eau des Kystes et des œufs des vers parasites. Ainsi, les œufs de schistosoma meurent en l'espace de 9 jours à 29°C, en 3 semaines entre 15°C et 24°C et en 3 mois à 7°C.

Une température élevée favorise la désinfection mais cependant elle favorise également la croissance des micro-organismes gênants au point de donner une odeur et un goût déplaisants à l'eau.

La température de l'eau du forage de Ritté DIAW qui tourne autour de 30°C est acceptable.

b)- Limpidité

la mesure de la turbidité est faite en comparant l'opalescence de l'échantillon à analyser avec celle d'un échantillon contenant 50 ml d'eau optiquement vide dans la quelle on ajoute quelques gouttes d'une solution alcoolique de gomme de mastic, ceci jusqu'à ce que l'opacité des 2 éprouvettes soit identique.

La turbidité est définie par le nombre de gouttes et ne devrait pas dépasser 25.

Au labo, la turbidité est mesurée avec un spectrophotomètre.

L'eau du forage de Ritté est jugée limpide après analyse.

c)- Odeur et saveur

Ce sont des caractéristiques organoleptiques qui peuvent être modifiées par la présence de chlore actif, phénols, chlorophénols, fer, manganèse pour la saveur et de H₂S.

Après une dégustation par plusieurs personnes, on peut conclure que l'eau de Rité ne revêt d'aucun problème du point de vue odeur et saveur.

d)- Couleur

Comme pour la limpidité, les critères d'appréciation de la couleur se basent sur la comparaison de l'échantillon à examiner avec des tubes témoins.

Un témoin est par exemple obtenu par une solution de chlorure platinico-plastique et de chlorure cobalteux dissout dans l'acide chlorhydrique. Dans un litre d'eau distillée, cette solution a la couleur 500. On établit ensuite une échelle colorimétrique par dilution de cette solution de base. (Exemple : Unité de couleur 20 = 2 ml de solution de base dans 48 ml d'eau).

L'eau d'alimentation ne devrait pas dépasser 20 unités de l'échelle colorimétrique ainsi définie.

Au labo, la couleur est mesurée avec un spectrophotomètre.

III-2-Analyses chimiques

a) Conductivité électrique de l'eau

La conductivité est une fonction de la concentration de sels dissous conducteurs. Elle permet donc d'évaluer la salinité d'une eau . De plus, par des mesures périodiques de la résistivité, il est possible de déceler immédiatement des variations qualitatives et quantitatives dans la composition de l'eau.

Les analyses ont donné une conductivité de 1070 μ siemens à 25.3 °C. Notons qu'il n'existe pas de normes fixées par l'OMS, mais généralement la conductivité doit être inférieure à 400 μ s.

b) Chlorure

Les chlorures n'ont aucune action toxique mais en concentration très élevée, ils occasionnent de mauvais goût. De plus, ils peuvent être la confirmation d'une souillure de l'eau par des déchets de vie animale.

Les analyses ont donné une valeur de 143.093 mg/l , donc acceptable car la valeur limite fixée par l' OMS est de 250 mg/l.

c) pH de l'eau

Il exprime la tendance d'eau à l'acidité ou à l'alcalinité, selon qu'il est inférieur ou supérieur à 7.

Bien qu'il n'ait pas de signification sur le plan hygiénique, le pH reste une mesure très importante pour la détermination de l'agressivité de l'eau.

Les valeurs admises pour l'eau souterraine sont entre 5.5 et 8.

L'eau du forage analysée a un pH de 6.89 à 25°C donc correcte.

d) Dureté de l'eau

La présence de sels de calcium et de magnésium dans l'eau entraîne une dureté de l'eau qui se manifeste par une production de mousse avec le savon ainsi qu'une difficulté dans la cuisson des légumes.

On parle de :

- **Dureté totale** : ou titre hydrotimétrique (TH), indique globalement la teneur en sels Ca et Mg.

- **Dureté permanente** : ou dureté non carbonatée P, indique la teneur en sulfates et chlorures de Mg et Ca : (TH – TAC). TAC = titre alcalimétrique

- **Dureté temporaire** : (TH – P), indique la teneur de l'eau seulement en bicarbonates et carbonates de Ca et Mg.

La dureté de l'eau ne provoque pas de problèmes de santé mais, l'utilisation d'une eau dure pour les besoins domestiques demeure désagréable et peu économique.

e) Concentrations limites des substances chimiques toxiques

La fréquence des analyses chimiques systématiques dépendra des circonstances locales. En ce qui concerne le contrôle de traitement de l'eau, de fréquentes analyses supplémentaires sont nécessaires, elles permettent de détecter un certain nombre de corps chimiques qui, s'ils sont présents dans l'eau de boisson en concentration supérieure à une certaine dose, risquent d'être dangereux pour la santé. Le tableau ci-dessous donne une liste de ces substances ainsi que leur concentration limite dans une eau de consommation (Normes européennes).

Si la concentration de l'une de ces substances dépasse la limite indiquée, l'eau doit être déclarée impropre à la consommation, à la limite subir un traitement préalable.

Ce pendant, il nous était impossible de réaliser ces tests non négligeables par faute de moyens techniques.

Tableau 3-1 : Concentrations limites des substances chimiques toxiques

Substances	Concentrations limites (mg / l)
Plomb (Pb)	0.1
Arsenic (As)	0.05
Selenium (Se)	0.01
Chrome (Cr)	0.05
Cadmium (Cd)	0.01
Cyanures (Cn)	0.05

III-3- Analyses bactériologiques

Des analyses chimiques et physiques même très complètes ne permettent pas à elles seules à décider de la potabilité d'une eau.

La mise en évidence de matière organique, le dosage de l'azote, des sulfates, des phosphates et des chlorures ne peuvent fournir que des présomptions sur les

possibilités de contamination bactérienne d'une eau. Une analyse bactérienne est donc toujours requise pour en établir avec certitude la potabilité.

III-3-1- Analyse bactériologique de l'eau de Ritté

Fautes de moyens logistiques au niveau de l'école, l'analyse bactériologique a été effectuée à l'hôpital régional de Thiès. Elle a identifié des colonies telles que :

- ◆ Staphylococcus spp : 50 UFC / ml ;
- ◆ Pseudomonas spp : 1500 UFC / ml ;
- ◆ Klebsiella spp : 950 UFC / ml.

Soit au total 2500 UFC / ml or le seuil tolérable est de 500 UFC / ml qu'on dépasse de très loin, donc un traitement de cette eau est indispensable. Voir compte rendu d'analyse en annexe 5.

Nous recommandons une chloration de l'eau pour la désinfection.

Tableau 3-2 : résumé des résultats d'analyse

Paramètres	Unités	Teneurs obtenues	Teneurs admissibles
Température	°C	30	21
Limpidité	-	Acceptable	
Odeur & saveur	-	Acceptable	
Couleur	UCV*		15
Conductivité	µs / cm	1070	400
Chlorure (Cl ⁻)	mg / l	143.093	250
pH	Unité pH	6.89	5.5 à 8
Dureté totale (TH)	°F		15
Plomb (Pb)	mg / l	-	0.1
Arsenic (As)	mg / l	-	0.05
Selenium (Cr)	mg / l	-	0.01
Chrome (Cr)	mg / l	-	0.05
Cadmium (Cd)	mg / l	-	0.01
Cyanures (Cn)	mg / l	-	0.05
Bactéries	UFC	2500	500

III-3-2-La désinfection par chloration : Conception d'un poste de désinfection

Le dimensionnement du poste d'hypochloration comporte les étapes suivantes :

- Calcul de la capacité de la pompe doseuse ;
- Calcul du temps de contact requis entre l'eau et le chlore ;
- Calcul de la longueur du serpentín ou bien du volume du bassin requis pour assurer la mise en contact.

a- Calcul de la capacité de la pompe doseuse

Le calcul de la capacité de la pompe doseuse est effectué en tenant compte de la dose de chlore à injecter et du débit d'eau à traiter.

Les débits d'eau à traiter étant toujours très faibles, il y a lieu de procéder à une dilution de la solution originale d'hypochlorite de sodium à 5 %. Les facteurs de dilution et les formules correspondants pour le calcul des débits d'hypochlorite de sodium à doser sont donnés par le tableau en annexe 6.

Pour un débit de $Q = 16 \text{ m}^3 / \text{h} = 4.44 \text{ l/s}$, on a :

Facteur de dilution = 5 ;

Formule : Débit de la pompe doseuse :

$Q_{\text{min}} = 4.25 * Q =$ débit minimal en l/j de la solution diluée d'hypochlorite de sodium à doser

$Q_{\text{max}} = 42.5 * Q =$ débit maximal en l/j de la solution diluée d'hypochlorite de sodium à doser

$Q_{\text{min}} = 4.25 * 4.44 = 18.87 \text{ l/j}$
$Q_{\text{max}} = 42.5 * 4.44 = 188.7 \text{ l/j}$

b- Calcul du temps de contact entre l'eau et le chlore

Pour calculer ce temps, il nous faudrait connaître :

- la température de l'eau à traiter qui est de 25°C dans notre cas ;
- le pH de l'eau qui est de 6.89 à 30 °C ;
- la teneur en chlore résiduel qui obtenue après analyse est de 0.5 mg/l ;
- la valeur du coefficient **K** donné par le tableau en annexe7 :

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour un } \text{pH} = 6.89 \approx 7 \\ \text{Et un } T = 30 \text{ }^\circ\text{C} > 10 \text{ }^\circ\text{C} \end{array} \right\} K = 8$$

$$\text{Donc le temps de contact } t = \frac{K}{\text{chlore résiduel (mg/l)}} = \frac{K}{0.5} \quad \text{en mn}$$

$$t = 8 / 0.5 = 16 \text{ mn}$$

$$t = 16 \text{ mn}$$

c – Calcul du volume du bassin de mise en contact

Un bassin de mise en contact doit être employé seulement lorsque le débit d'alimentation en eau brute est supérieur à 0.2 l/s, ce qui est notre cas. Dans le cas contraire on emploie un serpentin.

$$\text{Le volume du bassin est } V_b = t * Q * 60$$

$$V_b = 16 * 4.44 * 60 = 4262.4 \text{ litres}$$

$$V_b = 4262.4 \text{ litres}$$

Ce bassin doit être de type ouvert de façon à éviter les courts circuits. L'alimentation se fait par le haut et le pompage vers le réseau de distribution vers le bas. Voir schéma du poste de chloration en annexe 8

Chapitre IV : ANALYSE HYDRAULIQUE

IV-1- Estimation de la population à l'horizon 2012

Les ouvrages conçus dans le cadre de ce projet vont être dimensionnés pour satisfaire les besoins de la population croissante. Ceci présuppose une estimation de la population et des besoins en eau pour une période correspondant à la durée de vie des ouvrages qui est fixé à 10 ans (moyen terme).

En considérant une progression géométrique comme expliqué plus haut, et avec la formule

$$P_n = P_1 * (1 + r)^n$$

on obtient la population à l'horizon projeté.

P_n = population au terme de l'intervalle de temps n (ici 10 ans) ;

P_1 = population au début de l'intervalle de temps n (population actuelle) ;

n = intervalle de temps en années (ici $n = 10$ ans) ;

r = taux d'accroissement géométrique annuel.

Dans le cadre de ce projet, on prendra un taux d'accroissement de $r = 2,7\%$ compris entre 1.5 et 3 %.

Les valeurs données par le calcul sont mentionnées dans le tableau 4-1.

Tableau 4-1 : Habitation par lot en 2012

Lots	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14
Population en 2012	40	118	105	79	53	40	118	92	105	66	79	92	105

Soit une population totale de 1092 habitants en l'an 2012

IV-2- Estimation des besoins à l'horizon 2012

Pour ce qui concerne les consommations en l'an 2012, nous prenons les valeurs proposées par la SONES soit :

50 l/ hbts/jour pour un habitant disposant d'un branchement privé (BP) ;

30 l/ hbts/jour pour un habitant s'approvisionnant à une borne fontaine (BF).

Nous considérons 7 % du volume consommé pour les besoins agricoles.

Les besoins du cheptel en 2012 seront évalués en considérant un accroissement géométrique avec un taux d'accroissement de 6%.

L'objectif fixé en 2012 est d'atteindre un taux de branchement privé de 90 %.

❖ Estimation des besoins de la population totale

On a estimé la population totale en 2012 à 1092 habitants donc avec un taux de branchement privé de $T = 90\%$, on a :

Population branchée = $T * \text{Popul. Totale} = 0.9 * 1092 = 983$ hbts

Population non branchée = $(1 - T) * \text{Popul. Totale} = 0.1 * 1092 = 109$ hbts

La consommation de la population totale Q_p est donnée par :

$Q_p = Q_{j.BP} * \text{Popul. branchée} + Q_{j.BF} * \text{popul. non branchée}$

$Q_p = 50 * 983 + 30 * 109 = 52420 \text{ l/j} = 52.42 \text{ m}^3 / \text{j}$.

$Q_p = 53 \text{ m}^3 / \text{j}$

❖ Estimation des besoins du cheptel

$$P_n = P_0 * (1 + r)^n$$

Avec $n = 10$; $r = 6\%$, les calculs donnent le tableau 4-2 :

Tableau 4-2 : Les besoins du cheptel en 2012

Espèces	Nombre actuel	Nombre en 2012	Besoins en 2012 (l/j)
Chevaux	20	36	1440
Bœufs	120	215	8600
Anes	50	89	3560
Moutons et Chèvres	1300	2328	11640
TOTAL	-	-	25240

$$Q_c = 25.24 \text{ m}^3 / \text{j}$$

❖ Estimation des besoins des établissements particuliers

- 6 classes arabes comptant au total près de 140 élèves soit une consommation estimée à $2.1 \text{ m}^3 / \text{j}$;

- 2 classes françaises comptant au total près de 40 élèves soit une consommation estimée à $0.6 \text{ m}^3 / \text{j}$;

- Une mosquée dont la consommation est prise égale à $0.8 \text{ m}^3 / \text{j}$;

- Une case de santé dont la consommation est prise égale à $0.5 \text{ m}^3 / \text{j}$.

Donc on obtient une consommation moyenne totale de

$$Q_E = 2.1 + 0.6 + 0.8 + 0.5 = 4 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_E = 4 \text{ m}^3 / \text{j}$$

❖ Estimation des besoins agricoles

$$Q_A = a * (Q_p + Q_c + Q_E) \text{ avec } a = 7 \%$$

$$Q_A = 0.07 * (53 + 25 + 4) = 5.74 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_A = 6 \text{ m}^3 / \text{j}$$

❖ Demande globale à l'horizon 2012

$$Q_{2012} = m * (Q_p + Q_c + Q_E + Q_A)$$

Avec m un coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

Les valeurs de m données par André DUPONT sont :

- Réseau bien entretenu : $m = 1.2$;
- Réseau moyennement entretenu : $m = 1.25$ à 1.35 ;
- Réseau mal entretenu : $m > 1.5$.

Prenons dans notre cas $m = 1.3$ d'où $Q_{2012} = 1.3 * (53 + 25 + 4 + 6) = 114.4$
 m^3 / j .

$$Q_{2012} = 114 \text{ m}^3 / j$$

IV-3- Variation de la consommation

La consommation subit différentes variations au cours de l'année. On observe 4 types de variations en matière de débit d'eau de consommation, dues à 4 types de phénomènes distincts dont la superposition des effets nous donne des indications en tant que projecteur et aussi aux exploitants. Ce sont :

NB : Les coefficient de pointe sont tirés dans l'ouvrage de BABBIT ET DOLAND ou dans Roger LABONTE (poly. Montréal) en annexe 9.

❖ La consommation journalière maximale $Q_{j,max}$

On a $Q_{j,max} = C_{j,max} * Q_{j,moy}$

Avec $Q_{j,moy}$ = consommation journalière moyenne = Q_{2012}

$C_{j,max}$ = coefficient de pointe journalier maximal

$C_{j,max}$ varie de 135 % à 180 %. Prenons $C_{j,max} = 150$ % pour notre réseau

Donc $Q_{j,max} = 1.5 * 114 = 171 \text{ m}^3 / j$

$$Q_{j,max.} = 171 \text{ m}^3 / \text{j}$$

❖ **La consommation journalière minimale $Q_{j,min.}$**

Elle peut être exprimée en fonction de la consommation journalière moyenne par la formule ci dessous :

$$Q_{j,min.} = C_{j,min.} * Q_{j,moy.}$$

$C_{j,min.}$ = coefficient de pointe journalier minimal. Il varie de 50 % à 75 %, on prendra $C_{j,min} = 60 \%$ dans notre réseau.

$$Q_{j,min} = 0.6 * 114 = 68.4 \text{ m}^3 / \text{j} .$$

$$Q_{j, min} = 68 \text{ m}^3 / \text{j} .$$

❖ **La consommation horaire maximale $Q_{h,max.}$**

$$Q_{h,max.} = C_{h,max} * Q_{j,moy.}$$

Le coefficient de pointe horaire maximal varie entre 200 % et 300 %, nous le prenons égale à 250 %.

$$Q_{h,max} = 2.5 * 114 = 285 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{h,max.} = 285 \text{ m}^3 / \text{j}$$

❖ **La consommation horaire minimale $Q_{h,min.}$**

$$Q_{h,min} = C_{h, Min.} * Q_{j, moy.}$$

Le coefficient de pointe horaire minimal varie entre 25 % et 50 % , nous le prenons égale à $C_{h,min} = 40 \%$.

$$Q_{h,min} = 0.4 * 114 = 45.6 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{h,min} = 46 \text{ m}^3 / \text{j}$$

❖ Débit de design

Le dimensionnement des réseaux de distribution est soumis à l'exigence de satisfaire la demande la plus importante, résultante de l'une ou l'autre des conditions suivantes :

- Débit de la journée maximal plus le débit d'incendie ;
- Débit de pointe horaire.

Pour ce qui concerne le débit d'incendie, Roger LABONTE avance qu'un débit de 30 l/s correspond à un incendie de durée minimale 2 h et de durée maximale 10 h.

Pour le village de Ritté dont la population est faible, nous retenons un débit d'incendie de 2.5 l/s qui dépend de la population mais aussi du type d'habitation.

$$\text{Donc } Q_{\text{design}} = \text{Max} \{ Q_{\text{jmax}} + Q_{\text{inc}} ; Q_{\text{hmax}} \}$$

$$Q_{\text{inc}} = 2.5 \text{ l/s} = 216 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{\text{jmax}} + Q_{\text{inc}} = 171 + 216 = 387 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{\text{hmax}} = 285 \text{ m}^3 / \text{j} < Q_{\text{jmax}} + Q_{\text{inc}} = 387 \text{ m}^3 / \text{j} \quad \text{donc :}$$

$$Q_{\text{design}} = 387 \text{ m}^3 / \text{j}$$

IV-4- Détermination de la capacité du château d'eau

Le réservoir, un élément indispensable du réseau de distribution, il apporte entre autres les avantages suivants :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Sollicitation régulière des points d'approvisionnement en eau (pas d'à-coups dus aux variations de débits) ;
- Régularité de la pression dans le réseau distribution ;

- Sécurité lors des incendies.
- Il agit de plus comme un véritable volant de la distribution assurant aux heures de consommation maximum, les débits de pointes demandés qui sont parfois supérieurs au débit potentiel de captage.
- En fin, le réservoir nous permet de limiter les heures de pompage aux périodes où l'énergie est la moins chère.

Dans le cadre de ce projet, nous considérons une adduction de nuit avec **10 heures de pompage par jour (comme le recommande la DHA)**, et dans ce cas, **la réserve d'équilibre avoisine 85 % de la consommation journalière moyenne.**

En adduction continue, elle est de 50 % de $Q_{j.moy}$.

$$VE = 0.85 * 114 = 96.9 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{VE = 96.9 \text{ m}^3}$$

A cette réserve s'ajoute la réserve incendie.

Par exemple un incendie de 20 mn avec un débit $Q_{inc} = 9 \text{ m}^3/\text{h}$ correspond à un volume de 9 m^3 .

Donc, on peut considérer globalement une capacité de 100 m^3 .

Capacité du château d'eau :

$\mathbf{VR = 100 \text{ m}^3}$

IV-5- Ossature du réseau projeté

Le réseau est conçu en fonction du plan de masse qu'on a établi nous même après une visite des lieux.

Le village a été loti et comporte deux grandes rues principales.

Après analyse de ce plan de masse en annexe I, nous avons opté pour un réseau ramifié.

Les conduites seront en PVC car ne se détériore pas sous l'action des bactéries ou des micro-organismes, c'est aussi un excellent isolant électrique et surtout coûte moins chère.

Voir en annexe 10 et 12 les schémas du réseau avec BP et avec BF.

IV-6- Analyse et dimensionnement du réseau projeté

Pour le dimensionnement du réseau nous avons besoin de répartir la consommation aux différents nœuds.

Répartition de la consommation aux nœuds

Les populations sont obtenues pour chaque localité (concession) de L1 à L14. Le tableau 4-3 donne les populations rattachées à chaque nœuds et la consommation correspondante.

Tableau 4-3 : Consommation aux nœuds (réseau BP)

Nœuds	Population totale	Consommation (l/j)	Consommation Cheptel (l/j)	Consommation Totale (l/j)
B1	20	960	96	1056
B2	79	3792	379.2	4171.2
B3	112	5376	537.6	5913.6
B4	132	6336	633.6	6969.6
B5	138	6624	662.4	7286.4
B6	73	3504	350.4	3854.4
B7	86	4128	412.8	4540.8
B8	151	7248	724.8	7972.8
P3	27	129.3	12.9	1305.9
P5	27	129.3	12.9	1305.9
P4	46	2217	221.7	2438.7
P6	46	2217	221.7	2438.7
J1	20	960	96	1056
J5	20	960	96	1056
J4	59	2832	283.2	3115.2
J8	59	2832	283.2	3115.2
R1	-	-	-	600
R2	-	-	-	800
R3	-	-	-	2100
R4	-	-	-	500

Exemple de calcul pour le nœud B1

Au niveau du nœud B1 qui termine la conduite secondaire J1B1, qui est entre les lots L1 et L2, on considère qu'il prend en compte les populations de L1 et de L2 / 2.

Soit une population totale de $0 + 40/2 = 20$ hbts.

En tenant compte du fait que 90 % ont des branchements privés en 2012, on obtient une consommation de $Q = 20 * 0.9 * 50 + 20 * 0.1 * 30 = 960 \text{ L / j} = 0.96 \text{ m}^3 / \text{j}$

En majorant de 10 % pour le bétail, on obtient un débit total de $Q_t = 960 * 1.1 = 1056 \text{ L / j}$.

C'est ainsi qu'on a obtenu tous les débits au niveau des différents nœuds du réseau.

❖ **Présentation du logiciel Watcad**

solutionne efficacement les problèmes dont les paramètres peuvent atteindre les valeurs suivantes :

Version	A	B	C
Nombre max. de nœuds	400	600	900
Nombre max. de liens	760	990	1100
- Conduites	670	870	980
- Pompes	30	40	40
- Clapets	30	40	40
- Réducteurs de pression	30	40	40
Mémoire requise	512	640	640

Il est opérationnel sur tout appareil IBM PC/XT, AT et compatibles utilisant le système d'opération MS DOS ou PC DOS (version 2.0 ou supérieure). Une mémoire vive de 512 ko est requise pour la version A et 640 ko pour les versions B et C.

Lorsque le logiciel Watcad est chargé en mémoire, le menu principal apparaît à l'écran. Ce menu permettra de choisir un répertoire, de rappeler un fichier, de l'éditer et de le sauvegarder. De plus, des options claires permettront d'analyser le réseau, d'éditer les résultats de l'analyse et finalement de quitter le programme Watcad.

❖ Informations générales

Lorsque cet item du menu est sélectionné, une fenêtre apparaît au bas de l'écran nous permettant d'insérer un titre, le nombre maximum d'itérations, ainsi que la précision désirée sur le débit dans le système d'unités préalablement sélectionné.

❖ Nœuds

La sélection de l'option "Nœuds" donne accès au chiffrier "Nœuds". La description du réseau nécessite que l'on donne la consommation et l'élévation pour chaque nœud du réseau. Les consommations peuvent être positives ou négatives. Une consommation négative indique un apport dans le réseau. De façon à avoir un niveau de référence pour le balancement du réseau, le chiffrier "Nœuds" doit comporter au moins une valeur imposée (côte du radier du réservoir).

❖ Conduites

La sélection de l'option "Conduites" donne accès au chiffrier "Conduites". Dans ce chiffrier, chaque conduite du réseau doit être définie par son nœud i et son nœud j . Le sens de l'écoulement sera donné par le signe du débit dans le chiffrier "Débits". Si le débit obtenu est positif, le sens de l'écoulement sera du nœud i vers le nœud j . Dans le cas contraire le sens de l'écoulement sera de j vers i . Tous les nœuds servant à identifier une conduite doivent être définis dans le chiffrier "Nœuds".

Outre les nœuds d'extrémité, on doit fournir le coefficient de Hazen Williams, le diamètre et la longueur équivalente de la conduite. Cette longueur doit tenir compte des pertes de charges singulières le long de la conduite.

D'autre part, toutes les propriétés des conduites doivent être strictement positives.

❖ **Les éléments additifs du réseau**

Il s'agit :

- des pompes dont le rôle est d'augmenter la charge des filets liquides.
- des clapets permettant de rendre unidirectionnel l'écoulement dans une conduite
- et enfin les réducteurs servant à ajuster la pression en la diminuant.

Notons au passage que ce logiciel ne comporte pas de surpresseurs.

Après avoir sélectionné l'item "Analyser un réseau" du menu principal, le logiciel entreprendra une série de vérifications du réseau de façon à éviter un grand nombre d'erreurs.

❖ **Résultats de l'analyse**

Les résultats de l'analyse sont générés dans les chiffriers "Débits" et "Pressions". Ceux-ci sont analogues aux chiffriers pour la description du réseau, sauf qu'il n'est pas possible d'introduire de valeurs dans ces chiffriers. Il est cependant possible de se déplacer dans ces tableaux et de convertir les résultats dans le système d'unités de son choix.

Dans le chiffrier de résultats (Débits), on retrouve pour chacun des liens du réseau, à l'exception des pompes, l'information suivante : débit, perte de charge et vitesse.

Dans le chiffrier de résultats (Pressions) similaire à celui des "Nœuds", on retrouve deux nouvelles colonnes qui indiquent pour chaque nœud, la hauteur piézométrique et la pression.

Les pressions obtenues devront être supérieures à 100 kpa (10 mce) pour qu'il y ait disponibilité d'eau. Cependant, il faudra noter qu'avec ce mode de dimensionnement stipule que tous les points d'eau sont ouverts au même moment (ce qui est peu probable). Les vitesses étant faibles, les pertes de charge singulières sont négligeables (par rapport aux pertes de charge linéaires) du fait de la relation existant entre ces deux paramètres.

$$Hf = \left(K_i \frac{V^2}{2g} \right)$$

Hf : pertes de charge singulières

V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite

g : Intensité de la pesanteur

K_i : Coefficient de perte de charge de la singularité

Ceci étant, pour se placer dans les cas les plus défavorables, les longueurs des conduites seront majorées de 10 % pour tenir compte de ce fait. Il faut souligner que pour le dimensionnement, les vitesses recommandées sont entre 0.6 et 2.5 m/s pour éviter tous risques de dépôts et bruits dus à l'écoulement. On ne court pas ces risques puisque les conduites sont enterrées et sont sous pression.

❖ Analyse et interprétation des résultats de dimensionnement

Les résultats de la simulation sont montrés en annexe II, le tableau 4-4 résume les résultats obtenus.

Tableau 4-4 : Résumé de résultats (réseau avec BP)

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /h)	Vitesse (m/s)	Nœuds	Pressions (KPa)
O - I2	1.6	90.0	1.23	0.060	O	112.82
I2 - R2	6.6	63.0	0.03	0.009	I2	112.81
I2 - R3	16.5	63.0	0.09	0.010	R1	111.89
I2 - P2	33.0	75.0	1.11	0.080	R2	112.81
O - P1	30.8	75.0	1.36	0.100	R3	112.81
P2 - J2	40.2	63.0	0.34	0.040	R4	115.31
P2 - J3	51.7	63.0	0.77	0.080	P1	113.03
J2 - B2	62.2	63.0	0.17	0.020	P2	111.28
J3 - B3	62.2	63.0	0.25	0.030	J1	114.54
J2 - J1	66.0	63.0	0.17	0.020	J2	113.32
J1 - B1	62.2	63.0	0.04	0.008	J3	115.87
J1 - P5	55.0	63.0	0.08	0.010	J4	119.52
P5 - R1	70.9	63.0	0.03	0.007	J5	109.87
J3 - J4	66.0	63.0	0.52	0.060	J6	108.55
J4 - B4	62.2	63.0	0.29	0.030	J7	106.59
J4 - P6	55.0	63.0	0.10	0.010	J8	101.95
P1 - J6	45.1	63.0	0.59	0.060	P3	113.75
J6 - B6	66.0	63.0	0.16	0.020	P4	96.35
P1 - J7	45.1	63.0	0.77	0.080	P5	112.23
J7 - B7	66.0	63.0	0.21	0.020	P6	118.34
J6 - J5	66.0	63.0	0.43	0.050	B1	112.63
J5 - B5	66.0	63.0	0.33	0.040	B2	119.35
J5 - P3	55.0	63.0	0.05	0.010	B3	126.94
J7 - J8	66.0	63.0	0.56	0.060	B4	136.77
J8 - B8	77.0	63.0	0.33	0.040	B5	124.65
J8 - P4	55.0	63.0	0.10	0.010	B6	105.26
B7 - R4	11.0	63.0	0.02	0.009	B7	115.31
-	-	-	-	-	B8	106.86

Notons que l'ensemble des levées concernant le projet a été effectué par nous même et sont en annexe 2.

Nous constatons que les vitesses dans toutes les conduites sont très faibles, ceci est dû au fait que les débits à travers les conduites sont faibles. Mais aussi les diamètres choisis sont presque les minimums généralement utilisés en adduction.

Ces débits sont inférieures au débit de base d'un robinet donc en réalité le débit qui va s'écouler dans la conduite sera ce débit de base. Et donc on pourrait ne pas noter de problèmes liés à la faiblesse de ces vitesses.

Notons également que toutes les pressions sont supérieures à la pression minimale de service qui est de 10 mce en village. Donc une hauteur sous radier de 11.5 m du château d'eau suffit.

IV-7- Dimensionnement d'un réseau avec des bornes fontaines

Vu le faible moyen financier des villageois, nous avons jugé nécessaire de simuler un réseau ne comportant que quelques (4) bornes fontaines publiques qui fera l'objet d'une solution de secours. Autrement, dit si jamais un financement manqué pour la réalisation du réseau projeté, ce réseau avec 4 bornes fontaines pourra être réalisé. Nous avons considéré 4 BF disposées comme l'indique le plan de réseau en annexe 12.

Consommation à l'horizon 2012 réparties aux BF

Nous supposons que les bornes fontaines BF1 en J8 et BF2 en J3 alimentent les populations des lots L3, L4, L5, L8, L9, L13 et L14 avec une répartition équitable des besoins aux 2 bornes.

De même les bornes fontaines BF3 en J6 et BF4 en J1 alimentent les lots L1, L2, L6, L7, L10, L11 et L12.

En plus de ces 4 BF, le réseau comportera également un abreuvoir et une potence, et assurera aussi l'alimentation des deux écoles.

On obtient le tableau de répartitions ci dessous.

Tableau 4-5 : Consommation aux nœuds (réseau avec BF)

Points d'eau	Population affecté	Débits (l/j)	Débits (m3 / h)	Debits (l / s)	Nbre de robinet du BF
BF1	355	10650	0.444	0.123	1
BF2	355	10650	0.444	0.123	1
BF3	192	5760	0.24	0.067	1
BF4	192	5760	0.24	0.067	1
R1	Ecole française	600	0.025	0.0069	1
R2	Mosquée	800	0.033	0.0093	1
R3	Ecole arabe	2100	0.0875	0.024	1

Le débit de base d'un robinet est de $Q_b = 0.33$ l/s donc le nombre de robinet du BF est Q / Q_b . Ici les débits sont très faibles et tous les BF auront un robinet. Les résultats de la simulation en annexe 13 sont résumés dans le tableau 4-6.

Tableau 4-6 : Résumé des résultats (réseau avec BF)

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /h)	Vitesse (m/s)	Nœuds	Pressions (KPa)
O - I2	1.65	75.00	0.83	0.060	O	112.82
I2 - R2	6.60	63.00	0.03	0.009	I2	112.81
I2 - R3	16.50	63.00	0.09	0.010	R1	111.92
I2 - P2	33.00	75.00	0.71	0.080	R2	112.81
O - P1	30.80	75.00	0.68	0.100	R3	112.81
P2 - J3	51.70	63.00	0.44	0.040	P1	113.09
J1 - P5	55.00	63.00	0.02	0.080	P2	111.32
P5 - R1	70.95	63.00	0.03	0.020	J1	114.57
P1 - J6	45.10	63.00	0.24	0.030	J3	115.98
P1 - J8	111.10	63.00	0.44	0.020	J6	108.66
P2 - J1	106.15	63.00	0.26	0.008	J8	102.10
-	-	-	-	-	P5	112.26

Le seul problème c'est les vitesses faibles comme dans le cas du réseau avec branchements privés, et la même remarque faite en haut est aussi valable ici.

IV-8- Dimensionnement de la conduite de trop-plein du réservoir

La conduite de ^{trop-plein} refoulement doit être capable d'évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir.

$Q = V * S$ avec $S = \pi * D^2 / 4$ donc $Q = V * (\pi * D^2) / 4$ d' où

$$D = \left(\frac{4 * Q}{\pi * V} \right)^{1/2}$$

D = diamètre de la conduite en m

V = vitesse d'écoulement en m/s ; Q = débit de pompage en m³ / s

$Q = (\text{volume de la réserve}) / (\text{temps de pompage}) = 100 / 10 = 10 \text{ m}^3 / \text{h}$

Q = 10 m³ / h qui est un débit minimal de pompage pour remplir le réservoir de 100 m³ en 10 h

La vitesse d'écoulement de l'eau est comprise entre 0.5 et 1.5 m/s ; prenons pour

le calcul une vitesse de $V = 1 \text{ m/s}$ d'où

$$D = \left(\frac{4 * 10}{\pi * 1} \right)^{0.25} = 0.0595 \text{ m}$$

$D = 59.3 \text{ mm}$. Nous choisissons un tuyaux en PVC et le diamètre commercial le plus proche est de **D = 63 mm**

Vérifions à nouveau la vitesse d'écoulement avec le diamètre commercial pris :

$V = 4*(10/3600) / (\pi * (0.063)^2) = 0.89 \text{ m/s}$ donc la vitesse est correcte .

La conduite de trop-plein du château d'eau sera donc en PVC avec un diamètre de 63 mm.

IV-9- Dimensionnement de la conduite de refoulement

Le choix judicieux du diamètre de refoulement peut amener à faire de sérieuses économies d'exploitation. En effet, plus le diamètre de la conduite de refoulement est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, donc l'utilisation d'un moteur plus puissant sera nécessaire d'où une dépense d'énergie supérieure.

Il s'agit donc de trouver un équilibre entre :

- les frais d'amortissement de la conduite : F_a augmente si le diamètre augmente ;

- Les frais d'exploitation de l'installation de pompage : F_c diminue si le diamètre augmente.

❖ La longueur totale de la conduite de refoulement est de : $L_c = 100 + 74 + 19 = 193 \text{ m}$

Du forage à B7 = 74 m ;

De B7 au château d'eau = 100 m ;

Hauteur total a partir du château d'eau = 19 m.

❖ Estimation des frais d'amortissement

L'annuité A est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{(1+i)^{n*i} * I}{(1+i)^n - 1}$$

I = investissement

i = taux d'intérêt

n = durée de l'amortissement en années

A = amortissement

Le taux d'intérêt est généralement égal à 8 ou 10 %, nous prenons i = 8 %.

La durée d'amortissement d'une conduite en PVC est de 25 ans.

Donc $A = \frac{(1+0.08)^{25*0.08} * I}{(1+0.08)^{25} - 1} = 0.09368 * I$

En fonction des différents diamètres et de leur prix, on peut établir le tableau d'amortissement ci dessous :

Tableau 4-7 : Amortissements des conduites

Diamètre (mm)	Prix du ml (Fcfa)	Long. Totale (m)	I (Fcfa)	A (Fcfa)
63	4017	193	775281	72628
75	5725	193	1104925	102509
90	5946	193	1147578	107505
110	6240	193	1204320	112821

NB : Les prix des conduites sont en annexes 14.

❖ Estimation des frais d'exploitation

La puissance absorbée par la pompe (en Kw) est donnée par :

$$P = \frac{9.81 * Q * H}{\eta}$$

Q = débit refoulé ;

H = hauteur manométrique totale ;

η = rendement de la pompe. On le prend égal à 80 % pour la pompe caprari.

La hauteur manométrique est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge sur le refoulement. Soit $H_g = 50 + 19 =$ niveau dynamique de la nappe + hauteur totale château d'eau

Le niveau dynamique de la nappe a été approximé à 50 m. Il est égal au niveau statique (36.5 m) plus le rabattement maximal.

$H_g = 69$ m.

Les pertes de charges $H_f = H_{flin.} + H_{fsing.}$

On prendra les pertes de charges singulières comme étant égales à 10 % des pertes de charges linéaires donc $H_f = 1.1 * H_{flin.}$ Avec :

$$H_{flin.} = K * Q^{1.852} = \frac{10.667 * L}{D^{4.871} * C_{hw}^{1.852}} * Q^{1.852} \quad \text{Hazen Williams}$$

$C_{hw} = 130$ pour le PVC

On obtient ainsi le tableau des frais d'exploitation ci dessous avec

$H = H_g + 1.1 * H_{flin.}$

Tableau 4-8 : Frais d'exploitation

φ (mm)	Long. (m)	Pertes de charges (m)	H (m)	Puissance absorbée (Kw)	Kwh annuel = Puiss.*365*24	Prix de l'énergie (Fcfa)
63	193	3.58	72.58	2.47	21037	1450664
75	193	1.53	70.53	2.40	21024	1414369
90	193	0.63	69.63	2.37	20761	1398814
110	193	0.24	69.24	2.36	20674	1393629

Les prix du Kwh donnés par la SENELEC sont :

- Première tranche : (jusqu'à 208 Kwh) = 114.84 Fcfa le Kwh

- Deuxième tranche (de 208 à 308 Kwh) = 83.13 Fcfa le Kwh
- Troisième tranche (au delà de 308 Kwh) = 59.19 Fcfa le Kwh

NB : Ici le calcul pourrai être fait en considérant un fonctionnement avec du gaz oil. Ceci n'influera pas sur le choix de la conduite.

Comme exemple, calculons le prix de l'énergie pour le diamètre 63 mm

Puissance absorbée = 2.47 Kw.

*Le nombre de Kwh mensuel est de $2.47 * 24 * 30 = 1778.4$ kwh*

Le prix de l'énergie pour le mois est donc :

$$P_m = 208 * 114.84 + 100 * 83.13 + (1778.4 - 208 - 100) * 59.19 = 119237 \text{ Fcfa}$$

*Donc annuellement, on aura $P_a = 119237 * 365 / 30 = 1450664$ Fcfa*

En faisant le bilan des frais, on obtient le tableau çï dessous :

Tableau 4-9 : Coût total pour différents diamètres de la conduite de refoulement

Diamètre (mm)	63	75	90	110
Frais d'exploitation Fcfa	1450664	1414369	1398814	1393629
Frais d'amortissement Fcfa	72628	103509	107505	112821
Total Fcfa	1523292	1517878	1506319	1506450

Conclusion

Le diamètre le plus économique est celui de ϕ 90 mm.

La conduite de refoulement sera donc en PVC ϕ 90 mm.

Généralement, pour les calculs d'avant projet, on adopte la formule de BRESSE qui dit que

$$D = K * (Q)^{1/2}$$

K = coefficient qu'on donne le plus souvent la valeur de 1.5.

$$\text{Donc } D = 1.5 * (10/3600)^{1/2} = 0.079 \text{ m} = 79 \text{ mm}$$

Donc on peut prendre un diamètre commercial de D = 90 mm.

Chapitre V : ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DU CHATEAU D'EAU

V-1- Choix du type de réservoir

Dans le cadre de ce projet, nous optons pour un réservoir surélevé avec une coupole cylindrique et un radier plat.

Le dimensionnement se fera suivant les règles du béton armé aux états limites (BAEL).

Le choix de la forme a été commandé par la faible capacité (100 m^3) du réservoir et par la faible économie qu'entraînerait la mise en place de coupole avec fond et toiture coniques à cause des coûts de leur coffrage et coulage.

Ainsi, les dimensions des différents éléments du château d'eau ont été choisies en respectant les règles limites tout en restant économique.

V-2- Estimation de la capacité portante du sol

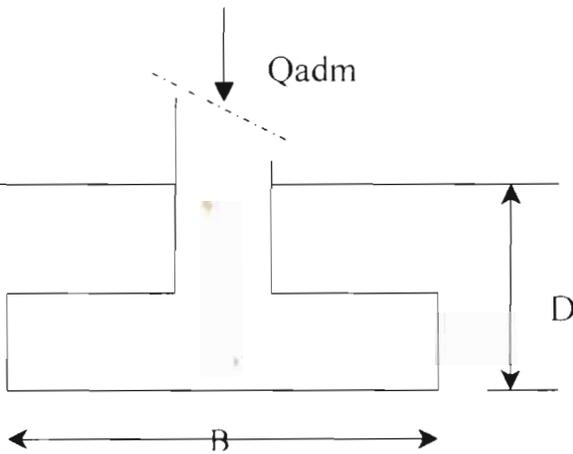
La capacité portante du sol est nécessaire pour voir si l'ouvrage projeté pourra être supporté par le sol.

Un puits de 1 m de diamètre et 2 m de profondeur a été réalisé sur le lieu d'implantation du château d'eau. Ce puits nous a révélé que le sol est presque composé de sable, en tout cas sur cette profondeur.

Dans les normes, des essais in situ devraient être exécuter, mais faute de moyens techniques, cela n'a pas été possible.

Mais vue la faible envergure de l'ouvrage (par rapport à un château d'eau de 500 à 1000 m^3), on peut se permettre de faire une estimation de la capacité du moment où on n'a que du sable.

Nous prenons une capacité de $\sigma_{sol} = 250 \text{ kPa}$; un angle de frottement de $\phi = 34^\circ$ et un poids volumique de $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.



Sable : $\phi = 34^\circ$; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

D = profondeur d'encastrement de la semelle

B = largeur de la semelle

F = facteur de sécurité

Les facteurs de capacité portante : $Nq = \text{tg}^2(\pi/4 + \phi / 2) * e^{\pi \text{tg}\phi}$

$N\gamma = (Nq - 1) * \text{cotg}\phi$

La charge admissible est :

$$Q_{adm_{nette}} = \frac{\gamma * D * (Nq - 1) + 0.4 * \gamma * B * N\gamma}{F} + \gamma * D$$

Avec un facteur de sécurité F de 3, cette équation nous permettra après avoir étudié les efforts qui arrivent aux fondations, c'est à dire Qadm, de déterminer la profondeur minimale d'encastrement de la semelle. (Voir Paragraphe V- 8).

V-3- Détermination préliminaire des dimensions de la cuve

Des études menées concernant les réservoirs ont permis d'établir des relations entres certaines dimensions de la cuve (Réf. : Techniques de l'ingénieur)

On a $d = 1.405 * (V)^{(1/3)}$

Avec : d = diamètre intérieur de la cuve ;

V = volume de la cuve.

Comme nous disposons d'un réservoir de 100 m³, alors on a :

$$d = 1.405 * (100)^{(1/3)} = 6.52 \text{ m}$$

d = 6.52 m

Ainsi nous allons pouvoir déterminer la hauteur de l'eau dans le réservoir : ho

$$ho = \frac{V}{\pi * d^2 * 4} \quad ho = \frac{100}{\pi * (6.52)^2 * 4} = 3 \text{ m} \quad \mathbf{ho = 3m}$$

La hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'à la couverture est déterminée par la relation suivante :

$$h1 = 0.1 * d = 0.1 * 6.52 = 0.65 \text{ m} \quad \mathbf{h1 = 0.65 m}$$

Donc, la hauteur totale du cylindre est $h = ho + h1 = 3 + 0.65 = 3.65 \text{ m}$;

h = 3.65 m.

Des règles de bonnes pratiques (par exemple minimiser les effets du vent) nous incitent à prendre souvent une hauteur h pas trop différente du diamètre, ainsi nous allons réajuster ces deux grandeurs.

En définitive, nous allons considérer **h = 4.75 m et d = 5.5 m**

Pour la couverture du cylindre, du fait des faibles dimensions de ce réservoir, de la difficulté d'opter pour le choix des coupoles et des faibles surcharges d'exploitation sur la toiture, on a préféré une dalle plate mince.

Comme épaisseur de **la dalle couverture**, on prend 120 mm ; **ec = 120 mm.**

Pour la paroi, on prend une épaisseur de 150 mm ; **ep = 150 mm**, constante qui est supérieure au minimum qui est de 70 mm ou 120 mm d'après les règles du BAEL.

Cette dimension ferait l'affaire dans le cas où on aurait au niveau de la paroi deux lits de cerces.

Pour le radier, nous allons aussi choisir une dalle plate car l'érection de coupole serait très onéreuse alors que l'économie sur le matériau du fait de la faiblesse des dimensions du cylindre ne serait pas très appréciable. Son épaisseur est prise égale à **er = 250 mm**.

Donc **le diamètre extérieur du cylindre** sera de D, avec $D = d + 2 * 0.150 = 5.80 \text{ m}$;

D = 5.80m .

Résumé des caractéristiques du réservoir :

Hauteur réservoir	:	h = 4.75 m ;
Diamètre intérieur	:	d = 5.5 m ;
Dalle couverture	:	ec = 120 mm ;
Paroi cylindrique	:	ep = 150 mm ;
Radier	:	er = 250 mm ;
Diamètre extérieur	:	D = 5.80 m .

V-4- Design de la couverture

La surcharge à considérer dans ce cas est de 1 kN/m^2 (surcharge minimale) car elle ne prévoit que le cas où des opérations auraient à nécessiter la présence de personnes au dessus.

Comme charge permanente, nous considérons uniquement le poids mort de la dalle.

$$G = \gamma * ec = 25 * 0.12 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$G = 3 \text{ KN/m}^2$: Charge permanente de la couverture (poids propre);

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$: Charge d'exploitation de la couverture .

D'après « concrete information », les moments sont les suivants :

❖ Moments radiaux M_r

- Au centre : $M_r = + 0.075 * p * L^2$;
- Au contour : $M_r = - 0.125 * p * L^2$

Avec $L =$ rayon du cylindre, donc $L = d / 2$.

$p =$ charge pondéré.

❖ Moments tangents M_t

- Au centre : $M_t = + 0.075 * p * L^2$;
- Au contour : $M_t = - 0.025 * p * L^2$.

Ce sont des moments par unité de longueur.

Donc nous allons calculer les armatures :

- En travée avec $M = 0.075 * p * d^2 / 4$ par m de longueur ;
- Au contour avec $M = - 0.125 * p * d^2 / 4$ par m de longueur.

$$p = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * 3 + 1.5 * 1 = 5.55 \text{ KN/m}^2 ; \quad \underline{p = 5.55 \text{ KN/m}^2}$$

On va calculer le moment sous charges mortes (M_m) et sous charges vives (M_v) pour le centre et le contour de la couverture.

- Au centre :

$$M_m = 0.075 * G * d^2 / 4 = 0.075 * 3 * (5.5)^2 / 4 = 1.71 \text{ KN.m /m}$$

$$M_v = 0.075 * Q * d^2 / 4 = 0.075 * 1 * (5.5)^2 / 4 = 0.57 \text{ KN.m /m}$$

Donc le moment pondéré est $M = 1.35 * 1.71 + 1.5 * 0.57 = \underline{\underline{3.2 \text{ KN.m /m}}}$

- Au contour :

$$M_m = - 0.125 * G * d^2 / 4 = - 0.125 * 3 * (5.5)^2 / 4 = - 2.90 \text{ KN.m /m}$$

$$M_v = -0.125 * Q * d^2 / 4 = -0.1253 * 1 * (5.5)^2 / 4 = -0.95 \text{ KN.m / m}$$

Donc le moment pondéré est $M = 1.35 * 2.90 + 1.5 * 0.95 = \underline{5.4 \text{ KN.m / m}}$

Comme armatures, nous allons choisir de ϕ 8 mm ; ceci, car $e_c / 10 = 120 / 10 = 12 \text{ mm}$.

a- Choix des armatures au niveau du contour

La détermination des armatures se fera toujours en considérant une bande de 1 m de largeur passant par le centre de la couverture.

Donc nous allons considérer une bande radiale.

Le moment de design est $M = 5.4 \text{ KN.m / m}$ de largeur ;

La résistance du béton en compression à 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$;

La contrainte du béton est $\sigma_{b_{lim}} = f_{c28} * 0.85 / \gamma_b = 25 * 0.85 / 1.5 = 14.17 \text{ Mpa}$

$$\underline{\sigma_{b_{lim}} = 14.2 \text{ MPa.}}$$

Le moment ultime réduit est :

$$\mu = M / (\sigma_{b_{lim}} * b * d^2) \quad \text{avec } d = h - c - \phi / 2 = \text{hauteur utile}$$

Enrobage $c = 30 \text{ mm}$; Diamètre des aciers $\phi = 8 \text{ mm}$; donc $d = 120 - 30 - 8/2 = 86 \text{ mm}$

$$\mu = 5.4 / (14200 * 1 * (86 \cdot 10^{-3})^2) = 0.0514$$

$\mu_{lim} = 0.392$ pour $f_e 400$ donc $\mu < \mu_{lim}$ d'où $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$;

D'après l'annexe 15, tableau 1, on a pour $\mu = 0.0514$, $\beta = 0.973$.

Donc la section d'acier est $A = M / (\beta * d * \sigma_s)$

$$A = 5.4 \cdot 10^3 / (0.973 * 86 \cdot 10^{-3} * 348 \cdot 10^6) = 1.85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \underline{A = 1.85 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

Donc nous allons choisir 4 ϕ 8 totalisant 2.01 cm²

Pour une bande de 1 m, nous aurons donc 4 barres de ϕ 8 mm. L'écartement des barres sur une nappe est $1000 / 4 = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$. $E \leq \min \{ 33 \text{ cm} ; 3h \}$

Rappelons que ces barres sont placées radialement.

b- Choix des armatures au droit du moment de travée

En adoptant la même procédure que précédemment avec $M = 3.2 \text{ KN.m /m}$ de largeur, on obtient :

$$\mu = M / (\sigma_{b_{lim}} * b * d^2) = 3.2 / (14200 * 1 * (86.10^{-3})^2) = 0.0305 < 0.392 \text{ donc}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa ;}$$

Pour $\mu = 0.305$, on a $\beta = 0.984$ donc $A = M / (\beta * d * \sigma_s)$

$$A = 3.2.10^3 / (0.984 * 86.10^{-3} * 348.10^6) = 1.087.10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 1.087 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Donc nous aurons un espacement de $E = 300 \text{ mm} < 3 * h$.

c- Vérifications suivant les états limites de service

c-1) Compression du béton

La contrainte limite de compression du béton est de $0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Les charges de service sont $G = 3 \text{ KN / m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN / m}^2$.

- Au droit du moment en contour : $A = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ par bande de 1 m.

$$M = -0.125 * (G + Q) * d^2 / 4 = -0.125 * (4) * (5.5)^2 / 4 = -3.8 \text{ KN.m}$$

$$\rho_l = 100 * A / (b * d) = 100 * 2.01 / (100 * 8.6) = 0.234$$

D'après l'annexe 15 tableau 2, on a $\beta_1 = 0.923$ et $K = 0.020$.

$$\text{Donc } \sigma_s = M / (\beta_1 * d * A) = 3.8.10^{-3} / (0.923 * 86.10^{-3} * 2.01.10^{-4}) = 238 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K * \sigma_s = 0.020 * 238 = 4.8 \text{ MPa} = \text{contrainte de béton.}$$

La contraint maximale admissible dans le béton est $\sigma_{blim} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Donc $\sigma_b < \sigma_{blim}$, le béton ne périra pas donc par compression.

- Au droit du moment en travée :

$$M = 0.075 * (G + Q) * d^2 / 4 = 0.075 * (4) * (5.5)^2 / 4 = 2.3 \text{ KN.m}$$

$$A = 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ donc } \rho_l = 100 * A / (b * d) = 100 * 1.51 / (100 * 8.6) = 0.175$$

D'après l'annexe 15 tableau 2, on a $\beta_1 = 0.933$ et $K = 0.017$.

$$\text{Donc } \sigma_s = M / (\beta_1 * d * A) = 3.8 \cdot 10^{-3} / (0.933 * 86 \cdot 10^{-3} * 1.51 \cdot 10^{-4}) = 189.8 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K * \sigma_s = 0.017 * 189.8 = 3.23 \text{ MPa} < \sigma_{blim} .$$

Donc les armatures de la section sont adéquates.

c-2) Ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme très préjudiciable, le coefficient de fissuration $\eta = 1.6$ pour des FeE400 haute adhérence.

La contrainte de traction des armatures tendues doit être inférieure à :

$$\text{Min} \{ f_e / 2 ; \max \{ 200 \text{ MPa} ; 90 * (\eta * f_{tj})^{1.2} \} \}$$

Dans notre cas, σ_s doit être inférieure à :

$$\text{min} \{ 400 / 2 ; \max \{ 200 \text{ MPa} ; 90 * (1.6 * 2.1)^{1.2} \} \}$$

$$\sigma_s < 200 \text{ MPa} = \sigma_{slim}$$

- Au droit du moment au contour

Déterminons les armatures requises avec $200 \text{ MPa} = \sigma_{slim}$.

$$\mu_l = 3800 / (100 * (8.6)^2 * 200) = 0.00257 \text{ donc } \beta_1 = 0.930 \text{ et } K = 0.018$$

$$\sigma_b = K * \sigma_s = 0.018 * 200 = 3.6 \text{ MPa} < \sigma_{blim} .$$

$$A_2 = 2300 / (0.930 * 8.6 * 200) = 1.44 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2$$

Donc nous allons choisir 4 ϕ 8 totalisant 2.01 cm² avec E = 250 mm.

c- 3) Longueur de développement (Ld) et longueur de recouvrement (Lr)

- Longueur de développement : Ld

- Au niveau du contour : $Ld = d / 4 = 5.5 / 4 = \underline{1.375 \text{ m}}$

- Au niveau de la travée :

Comme disposition, nous allons arrêter la moitié des barres à une distance de 1.8 m du centre et l'autre sera prolongée jusqu'au contour.

- Longueur de recouvrement : Lr

$Lr = 40 * \phi$ pour feE400. Comme $\phi = 8 \text{ mm}$ partout, donc $Lr = 40 * 8 = \underline{320 \text{ mm}}$.

d - Effort tranchant

L'effort tranchant $Tr = - q * r / 2$ calculé aux faces.

Avec : $r =$ rayon de la plaque

$q =$ charge pondérée , $q = 1.35 * 3 + 1.5 * 1 = 5.55 \text{ KN / m}^2$

$Tr = - (5.55 * 5.5 / 2) / 2 = -7.63 \text{ KN / m}$ de largeur

En choisissant une bande de 1 m de largeur , **$T_{max} = - 7.63 \text{ KN}$**

❖ Calcul de la contrainte tangentielle τ_u

$\tau_u = Vu / (b_o * d)$ avec $Vu = T_{max} = 7.63 \text{ KN}$

$\tau_u = 7630 / (100 * 86) = 0.089 \text{ MPa}$



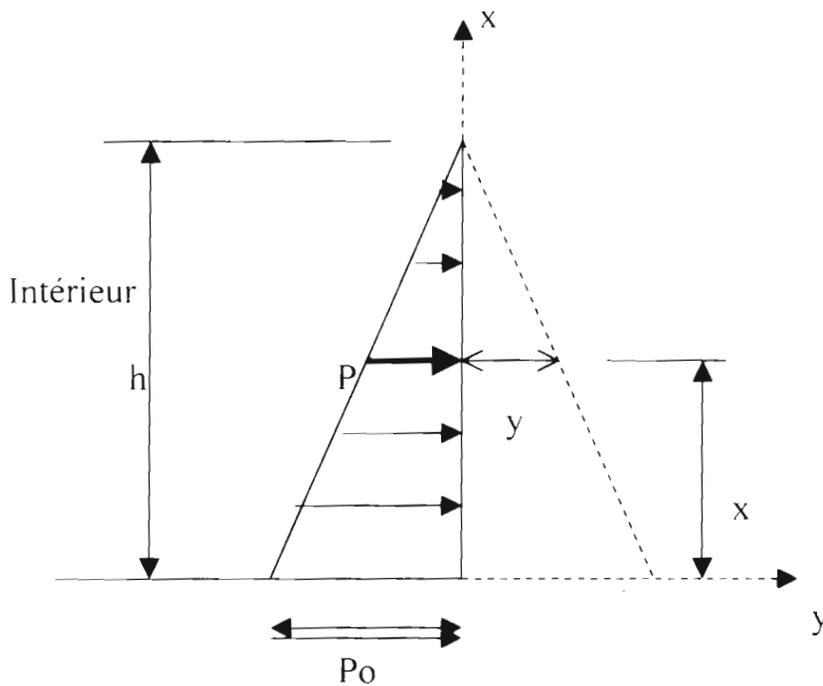
Comme pour les dalles, aucune armature transversale n'est requise quand $\tau_u < 0.05 \cdot f_{c28} = 0.05 \cdot 25 = 1.25 \text{ MPa} > 0.089 \text{ MPa}$ donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

V-5- Calcul des armatures dans la paroi cylindrique

a- Rappels théoriques et calculs des efforts et abscisses

Nous sommes devant un cas où la paroi est encastrée à ses deux extrémités : dans le radier et dans la couverture.

Toute fois, il faut reconnaître que l'influence du radier est plus appréciable.



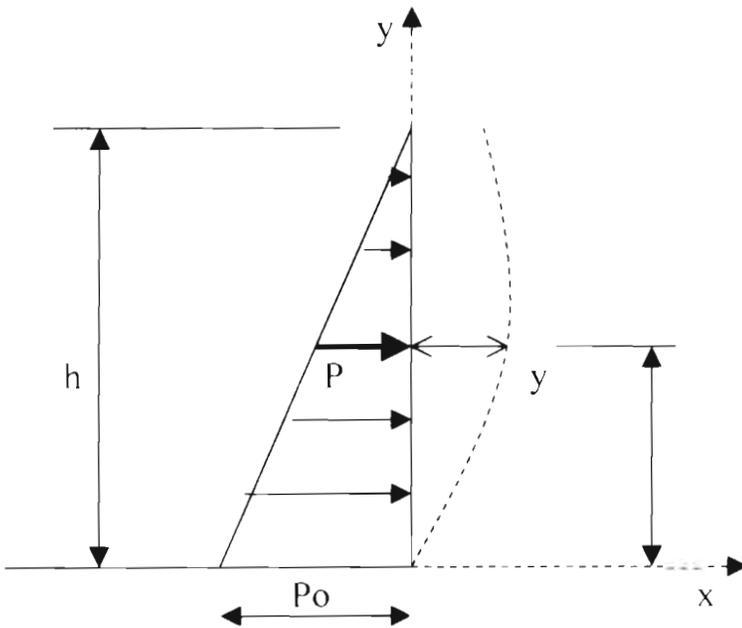
Si le déplacement des extrémités inférieures et supérieures des poutres n'était nullement entravé, la paroi devenait tronconique sous l'effet de la pression hydrostatique comme le montre la figure ci dessus.

La déformation radiale au dessus du fond est :

$$y = \frac{p \cdot R}{e \cdot E} \cdot R = \frac{Po \cdot (h - x)}{h} \cdot \frac{R^2}{E \cdot e}$$

- E = module d'élasticité du béton ;
- e = épaisseur de la paroi ;
- R = rayon du feuillet moyen de la paroi ;
- Po = pression à la base de la paroi ;
- P = pression à un niveau donné.

Quand la paroi est encastree au radier, nous aurons la figure ci dessous.



- Soit M le moment fléchissant dans les poutres ;
- P1 = part de la pression de l'eau équilibrée par les poutres ;
- P2 = part de la pression de l'eau équilibrée par les anneaux ;

$$M = E * I * \frac{d^2 y}{dx^2} \text{ en négligeant le coefficient de poisson } \nu.$$

$$P1 = -E * I * \frac{d^4 y}{dx^4} = -\frac{d^2 M}{dx^2}$$

La contrainte dans l'anneau est $P_2 * R / e$ et le déplacement correspondant est :

$$y = -P_2 * \frac{R^2}{E * e}$$

On a donc $P = P_1 + P_2$ d'où

$$E * I * \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E * e}{R^2} * y + P = 0 \quad (1)$$

Comme $h^2 / (e * d) = 23.4 > 16$ alors l'équation (1) peut avoir comme solution, si le réservoir est plein :

$$y = A * \text{Exp}(-\beta * x) * \cos(\beta * x) + B * \text{Exp}(-\beta * x) * \sin(\beta * x) - \frac{P_0 * (h - x)}{K * h}$$

Avec $\beta = 1.3165 / (R * e)^{(1/2)}$ et $K = E * e / R^2$

En tenant compte de l'encastrement de la paroi dans le radier uniquement, nous aurons dans notre cas : $\beta = 1.3165 / (2.75 * 0.15)^{(1/2)} = 2.049$

Dans notre cas : pour $x = 0$, on a $y = 0$ et $\frac{dy}{dx} = 0$ donc :

$$A = \frac{P_0}{K} \quad \text{et} \quad B = \frac{P_0}{K} * \left(1 - \frac{1}{\beta * h}\right)$$

- On posera : $\varphi(\beta * x) = \text{Exp}(-\beta * x) * (\cos(\beta * x) + \sin(\beta * x))$;
- $\psi(\beta * x) = \text{Exp}(-\beta * x) * (\cos(\beta * x) - \sin(\beta * x))$;
- $\theta(\beta * x) = \text{Exp}(-\beta * x) * \cos(\beta * x)$;
- $\xi(\beta * x) = \text{Exp}(-\beta * x) * \sin(\beta * x)$.

Donc La pression est :
$$P_1 = P_0 * \left[\theta(\beta * x) + \left(1 - \frac{1}{\beta * h}\right) * \theta(\beta * x) + \xi(\beta * x) \right] ;$$

Le moment est

$$: M = \frac{P_o}{2 * \beta^2} * \left[-\left(1 - \frac{1}{\beta * h}\right) * \theta(\beta * x) + \xi(\beta * x) \right] ;$$

L'effort tranchant est :

$$T = \frac{P_o}{2 * \beta} * \left[\psi(\beta * x) + \left(1 - \frac{1}{\beta * h}\right) * \varphi(\beta * x) \right]$$

A l'encastrement on a $P1 = P_o$ et $P2 = 0$ donc :

$$M_o = \frac{-P_o * \sqrt{R * e}}{3.464} * \left(1 - \frac{\sqrt{R * e}}{1.3165 * h}\right)$$

$$T_o = \frac{P_o * \sqrt{R * e}}{2.633} * \left(2 - \frac{\sqrt{R * e}}{1.3165 * h}\right)$$

La méthode de LEBELLE qui a donné les résultats ci-haut suppose l'encastrement parfait de la paroi dans le radier, ce qui est en fait une limite supérieure car l'encastrement n'est qu'élastique. Ainsi, nous allons admettre la méthode de **Hangan – Soare (1976)**.

$$y = \frac{\gamma * R^2}{E * e} * (h - x) - \frac{\gamma * R^2 * h}{E * e} * \text{Exp}(-\beta * x) * \cos(\beta * x) - \frac{M_o}{2 * E * e * \beta^2} * \text{Exp}(-\beta * x) * \sin(\beta * x)$$

M_o étant le moment à l'encastrement.

L'effort suivant les cerces est $N\varphi$

$$N\varphi = \gamma * R * (h - x) - \gamma * R * h * \text{Exp}(-\beta * x) * \cos(\beta * x) - 2 * M_o * R * \beta^2 * \text{Exp}(-\beta * x) * \sin(\beta * x)$$

Le moment

$$M = \frac{\gamma * h}{2 * \beta^2} * \text{Exp}(-\beta * x) * \sin(\beta * x) + Mo * \text{Exp}(-\beta * x) * \cos(\beta * x)$$

L'effort tranchant

$$T = -\frac{\gamma * h}{2 * \beta} * \text{Exp}(-\beta * x) * (\cos(\beta * x) - \sin(\beta * x)) - Mo * \beta * \text{Exp}(-\beta * x) * (\cos(\beta * x) + \sin(\beta * x))$$

Le moment à l'encastrement inférieur est $Mo = K * \gamma * h^3$

γ = poids volumique de l'eau = 10 KN / m³ ;

K étant donné par les abaques en annexe 16 en fonction de (e / e') et $\beta * h$

e = épaisseur dalle supérieure ; e' = épaisseur dalle inférieure.

K peut être également trouver par l'équation suivante :

$$\left(\frac{e}{e'}\right)^3 * K^{3/2} + \frac{3}{2 * \beta * h} * K - \frac{3}{4 * (\beta * h)^3} * \left(1 - \frac{1}{\beta * h}\right) = 0$$

En utilisant les abaques en annexes 16, nous avons :

$(e / e') = 150 / 250 = 0.6 = \tan(\varphi)$, donc $\varphi = 30.96^\circ$

$\beta * h = 2.049 * 4.75 = 9.73$

Avec ces deux paramètres et en utilisant l'abaque de la figure 3 en annexe 16, on

a

$$K = 0.0042$$

Donc $Mo = 0.0042 * 10 * (4.75)^3 = 4.5 \text{ KN.m / ml}$.

♦ **Abscisse X_0 du moment de flexion nul** : $X_0 = K_0 * h$

D'après la figure 2 en annexe 16, on a $K_0 = 0.068$

D'après le calcul, on a $K_0 = (1 / (\beta * h)) * \text{arctg}(2 * K * (\beta * h)^2)$

$$K_0 = (1 / (2.049 * 4.75)) * \arctg(2 * 0.0042 * (2.049 * 4.75)^2)$$

$$K_0 = 0.077 \quad (\text{en radier})$$

$$\text{Donc } X_0 = 0.077 * 4.75 = 0.36 \text{ m}$$

$$\underline{X_0 = 0.36 \text{ m}}$$

◆ Abscisse X1 du moment de flexion négatif maximal : $X_1 = K_1 * h$

$$K_1 = \pi / (4 * \beta * h) + K_0 = 3.14 / (4 * 2.049 * 4.75) + 0.077 = 0.158$$

$$K_1 = 0.158$$

$$\text{Donc } X_1 = 0.158 * 4.75 = 0.75 \text{ m}$$

$$\underline{X_1 = 0.75 \text{ m}}$$

◆ Moment de flexion négatif maximal M' : $M' = -K * \gamma * h^3$

$$K' = K * \text{Exp}(-\beta * x) * [\cos(\beta * X_1) - (1 / (2 * K * (\beta * h)^2)) * \sin(\beta * X_1)]$$

Ou bien en utilisant l'abaque de la figure 6 en annexe 16, on a $K' = 0.00087$

(par calcul)

$$M' = -0.00087 * 10 * (4.75)^3 = -0.93 \text{ KN.m / ml}$$

$$\underline{M' = -0.93 \text{ KN.m / ml}}$$

◆ Abscisse de l'effort Nφ maximal suivant les cerces : $X_2 = K_2 * h$

Figure l'annexe 16 donne $K_2 = 0.249$ donc $X_2 = 0.249 * 4.75 = 1.18 \text{ m}$

$$\underline{X_2 = 1.18 \text{ m}}$$

◆ Effort normal suivant les cerces : $N_{\phi \text{max}} = K'' * \gamma * R * h$

D'après la figure 5 de l'annexe 16, on a $K'' = 0.775$ donc $N_{\phi \text{max}} =$

$$0.775 * 10 * 2.75 * 4.75 = 101.2 \text{ KN / ml}; \quad \underline{N_{\phi \text{max}} = 101.2 \text{ KN / ml}}$$

- ❖ Ces valeurs ont été trouvées sans tenir compte du facteur de majoration des charges à l'état limite ultime de résistance.

Comme le niveau d'eau varie peu dans le réservoir, nous pouvons considérer la pression comme une charge permanente donc le coefficient de pondération est de 1.35.

Donc, on a finalement :

$$M_o = 1.35 * 4.5 = \underline{6.07 \text{ KN.m / ml}} ;$$

$$M' = -1.35 * 0.93 = \underline{-1.25 \text{ KN.m / ml}} ;$$

$$N_{\phi \max} = 1.35 * 101.2 = \underline{136.6 \text{ KN / ml}}$$

- ❖ Pour tenir compte de l'encastrement de la paroi avec la couverture, nous allons utiliser **les tables de « Concrete Information »** dans la section **Wall with moment applied at top** en annexe 19.

Les moments et tensions ainsi déterminés sont combinés (principe de superposition) à ceux déjà trouvés quand nous avons considéré uniquement l'encastrement de la paroi dans le radier.

Nous allons utiliser les tables VI et XI pour déterminer les moments et les tensions quand la paroi est encadrée dans la couverture.

$M = 5.4 \text{ KN.m}$ par m de largeur ,

$$M^*R / H^2 = 5.4 * 2.75 / (4.75)^2 = 0.66 \text{ KN / m}$$

$$H^2 / (D * t) = (4.75)^2 / (5.5 * 0.15) = 27.3 \text{ compris entre 24 et 32 ;}$$

Table VI donne T = coeff* M*R / H² ;

Table XI donne M = coeff* M*R / H² ;

Voir annexe 20 pour les moments et tension obtenus aux différentes hauteurs.

Les valeurs obtenues sont déjà pondérées car 5.4 KN.m / ml est obtenue après pondération à l'état limite ultime.

Sous charge de service, $M^*R / H^2 = 3.8 * 2.75 / (4.75)^2 = 0.46 \text{ KN / m}$

b- Armatures porteuses (cerces)

Nous allons commencer par les tranches de la base en allant vers le haut.

Nous allons choisir des armatures de nuances FeE400 avec $\gamma_s = 1.15$.

Le σ_s correspondant à un allongement de 10 ‰ est égal pour FeE400 à $\sigma_s = 348$ MPa.

TRANCHE I :

$$A = N\phi / \sigma_{10} = N\phi / \sigma_s = 67.5 \cdot 10^3 / 348 = 194 \text{ mm}^2$$

$$A = 1.94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \Phi 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Pour les valeurs de $N\phi$, voir diagrammes des tensions circulaires en annexe 21.

TRANCHE II

$$A = 130 \cdot 10^3 / 348 = 375 \text{ mm}^2$$

$$A = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \Phi 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

TRANCHE III

$$A = 100 \cdot 10^3 / 348 = 287 \text{ mm}^2$$

$$A = 2.87 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

TRANCHE IV

$$A = 68.5 \cdot 10^3 / 348 = 197 \text{ mm}^2$$

$$A = 1.97 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \Phi 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

TRANCHE V

$$A = 42.5 \cdot 10^3 / 348 = 122 \text{ mm}^2$$

$$A = 1.22 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

Les sections de béton sont égales au niveau des tranches, chacune a $B = 150 \cdot 1000 \text{ mm}^2$.

Pour une section entièrement tendue, la vérification de la condition de non fragilité est :

$$B \leq f_e * A / f_{tj} \quad (1)$$

Avec : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = \underline{2.1 \text{ MPa}}$;
 $f_e = 400 \text{ MPa}$

(1) est vérifiée si $A \geq f_{tj} * B / f_e$ donc $A \geq 150000 * 2.1 / 400 = 7.85 \text{ cm}^2$

La section est donc non fragile si $A \geq 7.85 \text{ cm}^2$.

Cette section est supérieure à toutes celles trouvées dans les tranches.

❖ Vérification aux états limites de service

La contrainte maximale admissible dans les armatures tendues est σ_{slim}

Fissuration très préjudiciable donc :

$$\sigma_{slim} = \min \{ f_e / 2 ; \max \{ 200 \text{ MPa} ; 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \} \} \text{ d'après le BAEL 91}$$

$$\sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$$

$A = N / \sigma_{slim}$ avec N, l'effort dans les cerces obtenu sous les charges de services.

TRANCHE I

$$A = 55.10^3 / 200 = 275 \text{ mm}^2$$

$$A = 2.75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

TRANCHE II

$$A = 94.5.10^3 / 200 = 472 \text{ mm}^2$$

$$A = 4.72 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \Phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

TRANCHE III

$$A = 69.5.10^3 / 200 = 347 \text{ mm}^2$$

$$A = 3.47 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \Phi 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

TRANCHE IV

$$A = 49.10^3 / 200 = 345 \text{ mm}^2$$

$$A = 3.45 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \Phi 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

TRANCHE VI

$$A = 22.10^3 / 200 = 110 \text{ mm}^2$$

$$A = 1.10 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Toutes ces sections sont inférieures à 7.85 cm^2 (condition de non fragilité).

Donc nous allons prendre partout $A = 7.85 \text{ cm}^2$ et des diamètres $\Phi 10$ disposés par paire.

Ainsi dans une tranche de 1 m, nous aurons **5 paires de $\Phi 10$** d'où un espacement entre lits de $E = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$.

c- Choix des armatures transversales

a. A l'état limite ultime de résistance (ELU)

- **Au droit du moment positif maximal** (fibres inférieures tendues)

$M = 6.07 \text{ KN.m/ml}$ (Voir diagrammes des moments sous charges pondérées au niveau de la paroi en annexe 21).

Choisissons une bande de 1 m de largeur sur toute la hauteur du cylindre, un enrobage de 4 cm (milieu agressif), acier FeE400, et $\Phi 8 \text{ mm}$.

$$\sigma_{blim} = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5 ; d = 150 - 40 - 8/2 = 106 \text{ mm}$$

$$\sigma_{blim} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = M / (\sigma_b * b * d^2) \quad \mu = 6.07.10^3 / (14.2 * 100 * (10.6)^2)$$

$$\mu = 0.0380 < 0.392$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \beta = 0.981 \text{ donc } A = M / (\beta * d * \sigma_s)$$

$$A = 6.07.10^3 / (0.981 * 10.6 * 348)$$

$$A = 1.68 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Au droit du moment négatif** (fibres extérieures tendues)

$M = - 5.4 \text{ KN.m /ml}$ (Voir diagrammes des moments sous charges pondérées au niveau de la paroi en annexe 21).

Choisissons une bande de 1 m de largeur sur toute la hauteur du cylindre, un enrobage de 4 cm milieu agressif), acier feE400, et $\Phi 8 \text{ mm}$.

$$\mu = 5.4 \cdot 10^3 / (14.2 * 100 * (10.6)^2)$$

$$\mu = 0.0338 < 0.392$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \beta = 0.982 \text{ donc } A = M / (\beta * d * \sigma_s)$$

$$A = 5.4 \cdot 10^3 / (0.982 * 10.6 * 348)$$

$$A = 1.497 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

b. A l'état limite de service (ELS)

- **Au droit du moment positif maximal** (fibres inférieures tendues)

$$M = 4.5 \text{ KN.m /ml} ; \sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = 4.5 \cdot 10^3 / (200 * 100 * (10.6)^2)$$

$$\mu_1 = 0.0020$$

$$\beta_1 = 0.982 ; K = 0.021$$

$$A = M / (\beta_1 * d * \sigma_{slim}) = 4.5 \cdot 10^3 / (0.920 * 10.6 * 200) = 231 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_h = K * \sigma_{slim} = 0.021 * 200 = 4.2 \text{ MPa} < \sigma_{hlim} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A = 2.31 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \Phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Espacement $E = 167 \text{ mm}$.

- **Au droit du moment négatif** (fibres extérieures tendues)

$$M = - 3.8 \text{ KN.m /ml} ; \sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$$

$$\mu l = 3.8 \cdot 10^3 / (200 * 100 * (10.6)^2)$$

$$\mu l = 0.0017$$

$$\beta l = 0.930 ; K = 0.018$$

$$A = M / (\beta l * d * \sigma_{slim}) = 3.8 \cdot 10^3 / (0.930 * 10.6 * 200) = 193 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_h = K * \sigma_{slim} = 0.018 * 200 = 3.6 \text{ MPa} < \sigma_{hlim} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A = 1.93 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement } E = 1000/5 = 200 \text{ mm.}$$

$$E < \min \{ 20 \text{ cm} ; 1.5 * h \} \text{ (BAEL A.4534)}$$

Aussi bien au droit du moment négatif qu'à celui positif, une portion des barres ainsi déterminées sera prolongée jusqu'à l'autre extrémité pour servir principalement d'acier de construction devant retenir les cerces.

Au droit du moment positif, une moitié des barres donc les 3 $\Phi 8$ dans une largeur de 1 m sera prolongée jusqu'à la couverture, l'autre moitié sera arrêtée à une distance de $0.8 * h$ du point de moment nul (X_0) donc à 112 mm de X_0 ou bien à $112 + 36 = 148$ mm de la base.

Même considération pour les barres au droit du moment négatif, où l'autre moitié sera arrêtée à $0.20 * h + 112$ mm de la couverture donc à 1136 mm du sommet de la couverture. La moitié qui est prolongée jusqu'au radier représente aussi le moment $M' = - 1.25 \text{ KN.m}$

V-6- Calcul des armatures dans le radier

a- Calcul des moments de design dans le radier

Nous allons considérer au contour les moments d'encastrement avec la paroi calculée précédemment à l'état limite ultime de résistance et à l'état limite de service.

Le radier est calculé comme étant encasturé à quatre (4) poutres donc, nous allons calculer les moments comme si c'était une dalle carrée continue sur son pourtour.

$$\alpha = l_x / l_y = 1$$

Au niveau des poutres, nous aurons le moment M_1 et au centre du radier, le moment M_2 .

Le coefficient de poisson avant fissuration est $\nu = 0.2$.

P est la charge totale appliquée au radier.

$$M_1 = 0.50 * M_x$$

$$M_2 = 0.75 * M_x$$

Avec $M_x = 0.044 * P * L^2$

Calcul de P

➤ Charge due au poids de l'eau : P_1

$$P_1 = \gamma_w * V / S = 10 * 100 / (\pi * (5.5)^2 / 4) = 42.12 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ Poids mort du radier : P_2

$$P_2 = \gamma * e = 25 * 0.25 = 6.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

A l'état limite ultime de résistance, en considérant l'eau comme une charge permanente (cas où le niveau de l'eau dans le réservoir varie peu).

$$P = 1.35 * (42.12 + 6.25) = 65.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P = 65.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_1 = -65.3 * 0.022 * 4^2 = -23 \text{ KN.m} / \text{m}$$

$$M_1 = -23 \text{ KN.m} / \text{m}$$

$$M_2 = +65.3 * 0.033 * 4^2 = 34.5 \text{ KN.m} / \text{m}$$

$$M_2 = 34.5 \text{ KN.m} / \text{m}$$

Avec $L = 4 \text{ m} =$ longueur des poutres. $L = (5.5/2) * (1 / \sin(45)) = 3.9 = 4 \text{ m}$

Le moment à l'encastrement avec la paroi étant $M_3 = - 5.4 \text{ KN.m / m}$, donc, $M_1 > M_3$ en valeur absolue, les barres déterminées ainsi seront donc prolongées jusqu'à l'encastrement.

Comme nous avons une dalle carrée, le calcul d'armatures sera le même dans les deux directions.

A la base de la cuve, l'eau induit un effort tranchant qui génère une traction dans le radier.

D'après « Concrete Information », pour $H^2 / (D * t) = 27$ nous aurons un effort tranchant de $V = 0.095 * w * H^2$.

D'après la table XVI de SHEAR AT BASE OF CYLINDRICAL WALL, V pondéré vaut $V = 1.35 * 0.095 * 10 * (4.75)^2 = 28.9 \text{ KN / m}$.

Cet effort V indique la traction créée dans le radier.

Après ces considérations, **nous allons donc dimensionner le radier comme un élément en flexion composée.**

b- Calcul des aciers longitudinaux

V étant appliqué au sommet du radier, il peut être décomposé en un effort de traction N agissant au centre de gravité de la section du radier et en un moment M' tendant à mettre les armatures supérieures en tension.

$$M' = N * h / 2 = 28.9 * 0.25 / 2 = 3.6 \text{ KN.m / m} \quad \underline{M' = 3.6 \text{ KN.m / m}}$$

Donc aux appuis, M_1 devient $M_1 = 22.1 + 3.6 = 25.7 \text{ KN.m/m}$ et $N = 28.9 \text{ KN/ m}$.

Ce système peut être remplacé par un effort N' appliqué au centre de pression distant du centre de gravité O de $e = M / N = 25.7 / 28.9 = 0.889 \text{ m}$. Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du radier car $h = 0.250 \text{ m} < 0.889 \text{ m}$; ainsi, la section est partiellement tendue (comprimée) au niveau des appuis.

Par rapport au centre de gravité des armatures tendues, on a :

$$M'_1 = M - 28.9 * (0.125 - 0.040) = \underline{23.24 \text{ KN.m / m}}$$

Pour les calculs d'armatures, on considère une bande 1 m de largeur par le centre du radier.

$$\sigma_{blim} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier FeE400} ; \Phi = 12 \text{ mm} ; d = 250 - 40 - 12 / 2 = 204 \text{ mm}$$

$$\mu = M / (\sigma_{blim} * b * d^2) \quad \mu = 23.24.10^3 / (14.2 * 100 * (20.4)^2) = 0.039 < \mu_{lim}$$

donc seules les armatures tendues seront nécessaires (pas d'armatures comprimées).

L'annexe 15 donne $\beta = 0.980$ donc :

$$A1 = M / (\beta * d * \sigma_s) = 23.24.10^3 / (0.980 * 20.4 * 348) = 334 \text{ mm}^2$$

$$A = A1 + N / (100 * \sigma_s) = 3.34 + 28.9. 10^3 / (100 * 348) = 4.17 \text{ cm}^2$$

Soit 4 Φ 12 = 4.52 cm²

❖ **Détermination des barres à prolonger tout au long du radier pour reprendre la traction N = 28.9 KN**

$$A = N / \sigma_{10} = N / \sigma_s = 28.9. 10^3 / 348. 10^6 = 0.83 \text{ cm}^2$$

Soit 1 Φ 12 = 1.13 cm²

parmis les 4 Φ 12.

• **Au droit du moment en travée : M2**

$$M2 = 33.11 \text{ KN.m / m} ; N = 28.9 \text{ KN}$$

Par rapport au centre de gravité des armatures tendues, on a :

$$M2' = M2 - 28.9 * 0.204 ; M2' = 27.21 \text{ KN.m / m}$$

Pour une bande de 1 m de largeur, on a :

$$\mu = 27.21.10^3 / (14.2 * 100 * (20.4)^2) = 0.046 < \mu_{lim} = 0.392 \text{ donc } A' = 0$$

(pas d'armatures comprimées).

$$\beta = 0.976 \text{ donc } A1 = 27.21.10^3 / (0.976 * 19.2 * 348) = 418 \text{ mm}^2$$

$$A = A1 + N / (100 * \sigma_s) = 4.18 + 28.9. 10^3 / (100 * 348) = 5.01 \text{ cm}^2$$

Soit 5 Φ 12 = 5.65 cm²

dans les deux directions, donc au niveau des lits

supérieurs et inférieurs.

❖ **Taux d'acier minimal (condition de non fragilité)**

- **Au niveau des sections en travée** : Comme la présence des poutres nous a permis de considérer une dalle carrée avec $l_x = l_y = 4 \text{ m}$, donc nous devons avoir :

$$\rho_x = \rho_y = \rho_o = 0.0008$$

Pour une bande de 1 m, soit B la section brute de béton, $B = 1000 * 250 = 250000 \text{ mm}^2$.

$$A_{min} = \rho_o * B = 0.0008 * 250000 = 200 \text{ mm}^2 = 2 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 2 \text{ cm}^2 < 4.76 \text{ cm}^2$ donc le taux minimal d'acier est respecté

- **Au niveau des sections sur appuis** :

Dans la direction du moment maximal, nous avons : $\rho = 4.52 / (100 * 25)$

$$\rho = 0.0019 > \rho_o$$

Donc la section d'acier y est satisfaisante

c- Calcul des aciers transversaux

D'après Paul DINNEQUIN (TI), on a $T = 0.446 * g * a$ par m de largeur.

Avec $a = 4 \text{ m}$

$$g = 1.35 * (42.12 + 6.25) = 65.3 \text{ KN / m}^2$$

$$T = 0.446 * 65.3 * 4 = \underline{116.5 \text{ KN / m}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o * d} = \frac{T}{b_o * d}$$

Pour une bande de 1 m, $\tau_u = 116.5 * 10^3 / (1000 * 204) = 0.57 \text{ MPa}$.

$$0.05 * f_{c28} = 0.05 * 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < 0.05 * f_{c28}$ donc aucune armature transversale n'est nécessaire

d- Vérification suivant les états limites de service**❖ Détermination des armatures****- Au droit du moment négatif (aux appuis)**

$$M1 = (42.12 + 6.25) * 0.0022 * (4)^2 = 17.0 \text{ KN.m / m}$$

$$N = 21.4 \text{ KN / m}$$

Pour une bande de 1 m de largeur.

Fissuration très préjudiciable donc $\sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$.

$M1 / N = 17 / 21.4 = 0.794$ donc la section est partiellement comprimée.

Moment par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

$$M1' = 17 + 21.4 * (0.040 + 0.006) = \underline{18 \text{ KN.m / m}}$$

$$\mu1 = 18.10^3 / (200 * 100 * (20.4)^2) = 0.0022$$

$\beta1 = 0.922$ et $K = 0.020$ donc :

$$\sigma_b = K * \sigma_{slim} = 0.020 * 200 = 4 \text{ MPa} < \sigma_{blim} = 15 \text{ MPa} \text{ donc } A' = 0.$$

$$A1 = 18.10^3 / (0.922 * 20.4 * 200) = 4.78 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.78 + 18.10^3 / (100 * 200) = 5.68 \text{ cm}^2$$

Soit 6 ϕ 12 = 6.78 cm²	$E = 1000 / 6 = 167 \text{ mm}$
--	---------------------------------

- Au droit du moment positif (travée) : M2

$$M2 = (42.12 + 6.25) * 0.033 * 4^2 = 25.5 \text{ KN.m / m}$$

$$N = 21.4 \text{ KN / m}$$

$$\sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$$

$M2 / N = 25.5 / 21.4 = 1.19$ donc la section est partiellement comprimée.

Moment par rapport au centre de gravité des aciers tendus $M2'$:

$$M2' = 25.5 - 21.4 * (0.25 - 0.045) = \underline{21 \text{ KN.m / m}}$$

Pour une bande de 1 m de largeur, on a :

$$\mu1 = 21.10^3 / (200 * 100 * (20.4)^2) = 0.0025$$

$\beta1 = 0.912$ et $K = 0.024$ donc :

$\sigma_b = K * \sigma_{slim} = 0.024 * 200 = 4.8 \text{ MPa} < \sigma_{blim} = 15 \text{ MPa}$ donc $A' = 0$; pas d'armatures comprimées.

$$A_1 = 21.10^3 / (0.912 * 20.4 * 200) = 5.64 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.64 + 21.10^3 / (100 * 200) = 6.71 \text{ cm}^2$$

Soit $7 \phi 12 = 7.92 \text{ cm}^2$

$$E = 1000 / 7 = 142.86 \text{ mm}$$

- **Barres à prolonger pour reprendre la traction $N = 21.4 \text{ KN / m}$**

Pour une bande de 1 m de largeur, on a :

$$A = N / (100 * \sigma_{slim}) = 21.4.103 / (100 * 200) = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Donc aux appuis nous allons prolonger $2 \phi 12$ sur $6 \phi 12$.

• **Vérification de la flèche** (voir article B.75 règles BAEL)

Soit M_x = moment en travée quand les quatre (4) bords du radier sont simplement appuyés (moment suivant x).

M_y = même définition , mais suivant y.

Comme nous avons une dalle carrée, $M_x = M_y$.

M_t = moment suivant x en travée quant les bords sont encastres = M_2 ;

$M_t = M_2 = 25.5 \text{ KN.m / m}$ de largeur ;

$M_x = M_y = 0.044 * P * L_x^2 = 0.044 * (42.12 + 6.25) * 4^2 = 34.05 \text{ KN.m / m}$;

A = section d'armatures par bande = 7.92 cm^2

$b = 100 \text{ cm}$; $l_x = l_y = 4 \text{ m}$; $d = 205 \text{ mm}$; $h = 250 \text{ mm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Nous savons que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire quand les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{array}{l} 1-) \frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \\ 2-) \frac{A}{h * d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array}$$

Pour 1 -) : $h / l_x = 250 / 4000 = 0.0625$

$$M_t / (20 * M_x) = 25.5 / (20 * 34.05) = 0.037$$

Donc la condition 1-) est vérifiée.

Pour 2 -) : $A / (b * d) = 7.92 / (20.5 * 100) = 0.0039$

$$2 / f_e = 2 / 400 = 0.005$$

Donc la condition 2 -) est aussi vérifiée

Les deux conditions étant vérifiées donc, il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche.

Cette méthode est surtout applicable dans le cas des bâtiments courants. Mais avec l'épaisseur du radier élevée, on peut conclure qu'on a pas de risque de flèche excessive.

e - Longueur de scellement – Point d'arrêt

- Au droit du moment positif (travée)

Pour une bande de 1 m de largeur, sur les 7 ϕ 12, 4 seront prolongées jusqu'aux appuis, les 3 autres seront arrêtées à une distance au plus égale à 1 / 10 de la portée des appuis donc à 400 mm des appuis.

- Au droit du moment négatif (appuis)

La longueur des barres à partir des appuis est égale à 1 / 5 de la plus grande portée des deux appuis encadrant l'appui considéré (s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive) , donc la longueur sera égale à 800 mm. Ces barres seront ancrées dans la paroi du cylindre d'une longueur L_3 tel que :

$$L_s - 2.21 * r \leq L_1 + 1.89 * L_3$$

Avec $l_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{slim}}$ $\tau_{slim} = 0.6 * \psi_s^2 * f_t28 = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.8 \text{ MPa}$

$$L_s = 12 * 400 / (4 * 2.8) = 428.6 \text{ mm}$$

$$L_1 = d - 6 * \phi = 106 - 6 * 12 = 34 \text{ mm}$$

$$r = 5.5 * \phi = 5.5 * 12 = 66 \text{ mm}$$

L1 = distance disponible entre la face intérieure de la paroi cylindrique jusqu'au début de courbure des barres pour l'ancrage.

L3 = longueur d'ancrage des barres.

Donc $1.89 * L3 \geq 428.6 - 34 - 2.21 * 66$ donc

$$\mathbf{L3 \geq 131.6 \text{ mm}}$$

Donc, nous allons prendre comme longueur d'ancrage $\mathbf{L3 = 140 \text{ mm}}$.

V-7- Calcul des colonnes et des traverses

a- Vérification de la stabilité d'ensemble du château d'eau

Pour la stabilité d'ensemble, elle est assurée quand la résultante des forces verticales et des forces horizontales passe par le noyau central (tiers central).

C'est à dire à moins de $D / 6$ du centre de la tour.

Soit M_r = le moment de renversement par rapport à l'arase supérieure des semelles ;

$$M_r = 4.8 * 2.5 + 17 * 12.5 = \mathbf{260.5 \text{ KN.m}}$$

Avec $F_{h1} = 4.8 \text{ KN}$ = efforts horizontaux dus au vent appliqué à 5 m des semelles .

$F_{h2} = 17 \text{ KN}$ = efforts horizontaux dus au vent appliqué à 12.5 m des semelles .

Le cas critique à considérer est celui qui suppose le réservoir vide et le vent appliqué.

Calcul des forces verticales

Poids propre de la cuve et de la couverture $N1 = 4 * 121.9 = 487.5 \text{ KN}$

Poids propre du radier et des poutres supérieures $N2$

$$N2 = 1.35 * 6.75 * \pi * (5.78)^2 / 4 + 0.5 * 0.4 * 4 * 25 * 4 * 1.35 = 347 \text{ KN}$$

Donc $N = N1 + N2 = \mathbf{834.6 \text{ KN}}$

$$D / 6 = 5.78 / 6 = 0.963 \text{ m}$$

$$Mr / N = 260.5 / 834 = 0.312 \text{ m}$$

$$\frac{Mr}{N} \leq \frac{D}{6} \quad \text{donc la stabilité de l'ensemble est assurée}$$

Calcul des efforts dus au vent

• Au niveau du réservoir

P = pression due au vent ;

$$P = C_f * \varphi * C_g * C_e$$

Avec φ = coefficient d'exploitation ; C_e = coefficient d'exposition

C_f = coefficient de traînée ; C_p = coefficient de pression ;

D'après les travaux émanant d'une exploitation météorologique, on a :

$$\varphi = 0.37 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ (Voir annexe 24)}$$

$$H / D = 15.22 / 5.78 = 2.63 \text{ pour le béton, } 0.5 < C_f \leq 0.6$$

Nous allons prendre $C_f = 0.6$ pour être sécuritaire

C_g est pris égale à 2.0

$$C_e = (Z / 10)^{(0.28)} = (12.5 / 10)^{(0.28)} = 1.06$$

Z = hauteur moyenne du réservoir ; Z = 12.5 m

Donc $P = C_f * \varphi * C_g * C_e$ et la force totale $F1 = C_f * \varphi * C_g * C_e * A$

Avec A = aire du réservoir sous le vent.

$$F1 = 0.6 * 0.37 * 2.0 * 1.06 * (5.12 * 6) = 14.5 \text{ KN} \quad F1 = 14.5 \text{ KN}$$

• Au niveau des colonnes

$P = C_f * \varphi * C_g * C_e$; Z = 5 m donc $C_e = 0.83$

Force horizontale $F2 = F_h = K * C_\alpha * C_g * C_e * L * h * \rho$

$$F2 = 0.65 * 0.37 * 2 * 0.83 * 2 * 10 * 0.5 = 3.99 \text{ KN} \quad F2 = 4 \text{ KN}$$

Avec h = 0.5 m ; L = longueur de l'élément = 10m

C_α = coefficient de traînée pour un élément infiniment long.

K = coefficient de réduction des éléments finis fonction de L / h_e

Avec h_e = diagonale de la section du poteau = 0.7 m donc $L / h_e = 14$, $K = 0.65$

$C_{n\alpha} = C_\alpha$ car vent normal, $\alpha = 0^\circ$ donc $C_\alpha = 2.0$

$F1$ est réduite à un moment de 42.5 KN.m et une force horizontale de 17 KN (après pondération $14.2 * 1.2$) appliqués au sommet du poteau comme le montre la figure en annexe 18.

De même pour $F2$ dont le moment réduit est 7.7 KN.m et l'effort horizontal est 4.8 KN appliqués à l'encastrement poteau - traverse inférieure.

Nous pouvons imaginer quatre (4) types de chargement :

- 1) Réservoir vide sans vent ;
- 2) Réservoir vide avec vent ;
- 3) Réservoir plein sans vent ;
- 4) Réservoir plein avec vent ;

Une analyse de ces 4 différents cas montre que celui le plus défavorable correspond au cas où le réservoir est plein et avec un vent maximum, c'est à dire le cas 4 . Mais pour la stabilité, c'est le cas 2 qui est plus défavorable. Donc le design se fera en considérant ce cas 4 de chargement.

b- Calcul des poutres

❖ Traverses supérieures

Elle seront calculées comme une poutre rectangulaire.

Les efforts de design sont, d'après les résultats fournis par l'ordinateur (sur ROBO Millenium version demo) (en annexe 22):

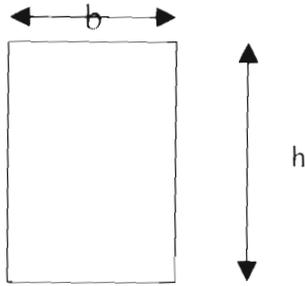
Effort axial = 74.9 KN (compression)

Moment aux appuis = 209.6 KN.m

Effort tranchant = 380 KN

Moment en travée = 212.9 KN.m

- Choix des dimensions de la poutre en T en travée



Prenons $h = 750 \text{ mm}$ et $b = 400 \text{ mm}$

- Calcul des armatures

- Au droit du moment en travée

La position du centre de pression C par rapport au centre de gravité G est

$$GC = M / N$$

$$GC = 212.9 / 74.9 = 2.8 \text{ m} > 0.750 \text{ m} \text{ donc le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur du segment limité par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

- Par rapport au centre de gravité des armatures tendues, calculons M :

$$h = 750 \text{ mm} ; \phi = 20 \text{ mm} ; \text{enrobage} = 30 \text{ mm} ; \text{étrier } \phi = 10 \text{ mm} \text{ donc}$$

$$\alpha = 697.5 \text{ mm}$$

$$M = 212.9 + 74.9 * 0.2 = 227.9 \text{ KN.m}$$

Donc on a le calcul d'une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile

$$d = 750 - 10 - 21 - 30 = 70 \text{ cm.}$$

$$\mu = 227.9 \cdot 10^3 / (14.2 * 40 * 70^2) = 0.0820 < \mu_l = 0.392$$

donc la section ne comportera pas des armatures tendues.

$$\beta = 0.957$$

$$A_l = 227.10^3 / (0.957 * 70 * 348) = 9.77 \text{ cm}^2$$

$$A = 9.77 - 74.9 \cdot 10^3 / (100 * 348) = 7.62 \text{ cm}^2 \text{ (On a un signe moins (-) car on a une compression)}$$

Soit $3 \phi 20 = 9.42 \text{ cm}^2$

- Au droit des appuis

$$M = 209.6 \text{ KN.m} ; N = 74.9 \text{ KN}$$

Poutre rectangulaire de dimensions $b = 400 \text{ mm}$ et $h = 750 \text{ mm}$ ($d = 700 \text{ mm}$)

Moment par rapport au centre de gravité des aciers :

$$M = 209.6 + 74.9 * 0.450 = 243.3 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 243.3.10^3 / (14.2 * 40 * 70^2) = 0.087 < \mu_l = 0.392$$

donc la section ne comportera que des armatures comprimées

$$\beta = 0.954$$

$$A_l = 243.3.10^3 / (0.954 * 70 * 348) = 10.46 \text{ cm}^2$$

$$A = 10.46 - 74.9.10^3 / (100 * 348) = 8.31 \text{ cm}^2$$

Soit $3 \phi 20 = 9.42 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A > 0.001 * b * h = 0.001 * 40 * 75 = 3 \text{ cm}^2 = A_{\min}$$

Donc cette condition est bien respectée.

• **Effort tranchant : Armatures transversales**

$V_u = 323.3$ au niveau de l'appui de droite.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = 323.3.10^3 / (400 * 700) = 1.15 \text{ MPa} = \text{contrainte de}$$

cisaillement maximale.

Nous ne prévoyons que des armatures droites (étriers) transversales,

donc doit être $\leq 0.13 * f_{c28} = 3.25 \text{ MPa}$.

Ceci est vérifiée car $1.15 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$.

Soit des étriers $\phi_t 10 \text{ mm}$.

Comme nous sommes en flexion composée :

$$\frac{At}{b\sigma st} > \frac{\tau_u - 0.3 * f_{tj} * K}{0.8 * f_e * (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))} \quad \text{avec } At = \text{section des étriers.}$$

St = espacement entre deux étriers.

$$K = 1 + 3 * \sigma / f_{c28} \quad \text{avec } \sigma = N / B = 74.9 * 10^3 / (700 * 400) = 0.26 \text{ MPa}$$

$$At = 2 * \pi * \phi^2 / 4 = 157 \text{ mm}^2 ; \quad K = 1 + 3 * 0.26 / 25 = 1.031$$

$\alpha = 90^\circ$ donc :

$$st \leq \frac{0.8 * f_e * At}{b\sigma * (\tau_u - 0.63 * K)} \quad st \leq \frac{0.8 * 400 * 157}{500 * (1.15 - 0.63 * 1.031)} = 251 \text{ mm}$$

$$st \leq 251 \text{ mm}$$

- **Espacement minimal** : stmax

$$\frac{At * f_e}{b\sigma * st} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{donc } st \leq st_{\max} = \frac{At * f_e}{0.4 * b\sigma} = (157 * 400) / (0.4 * 400) = 392.5$$

mm

$$st = 251 \text{ mm} < st_{\max} = 392.5 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Donc nous allons prendre tout au long de la poutre un espacement des étriers de st = 250 mm.

• Vérification aux états limites de service

- Détermination des armatures

En travée : M = 144.8 KN.m ; N = 52.8 KN

M / N = 2.7 > h donc la section est partiellement comprimée.

- Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues

$$M = 144.8 + 52.8 * (0.25 - 0.050) = 155.4 \text{ KN.m}$$

Fissuration très préjudiciable donc $\sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$

Dimensions : $b = 400 \text{ mm}$; $h = 750 \text{ mm}$.

$$\mu l = 155.4 \cdot 10^3 / (40 \cdot 200 \cdot 70^2) = 0.0295$$

$$\beta l = 0.936 \quad ; \quad K = 0.016$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_{slim} = 0.016 \cdot 200 = 3.2 \text{ MPa} < \sigma_{blim}$$

$$A_l = 155.4 \cdot 10^3 / (0.936 \cdot 70 \cdot 200) = 11.86 \text{ cm}^2$$

$$A = 11.86 - 52.8 \cdot 10^3 / (100 \cdot 200) = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3 \phi 25 = 14.73 \text{ cm}^2$$

Ecartement des armatures voisines $E = (400 - 2 \cdot 40 - 3 \cdot 25) / 2 = 122 \text{ mm}$

$E = 120 \text{ mm}$; enrobage = 30 mm $E > \max \{ 20 ; 1.5 \cdot C_g \}$ vérifiée.

Ces barres sont continuées jusqu'aux colonnes pour servir de barres de montage.

Aux appuis : $M = 148.4 \text{ KN.m}$; $N = 52.8 \text{ KN}$

$M / N = 2.8 \text{ m} > h$ donc la section est partiellement comprimée.

- Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues

$$M = 148.4 + 52.8 \cdot 0.40 = 172.2 \text{ KN.m}$$

$$\mu l = 172.2 \cdot 10^3 / (40 \cdot 200 \cdot 70^2) = 0.0044$$

$$\beta l = 0.894 \quad ; \quad K = 0.031$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_{slim} = 0.031 \cdot 200 = 6.2 \text{ MPa} < \sigma_{blim}$$

$$A_l = 172.2 \cdot 10^3 / (0.894 \cdot 70 \cdot 200) = 13.76 \text{ cm}^2$$

$$A = 13.76 - 52.8 \cdot 10^3 / (100 \cdot 200) = 11.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3 \phi 25 = 14.73 \text{ cm}^2$$

Ces barres sont enracinées dans les colonnes.

- **Détermination de la longueur d'ancrage**

$L_s = (\phi / 4) \cdot (f_e / \tau_s)$ avec $\tau_s = 2.8 \text{ MPa}$; $\phi = 25 \text{ mm}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Donc $L_s = 893 \text{ mm}$. Cette longueur n'étant pas disponible dans la profondeur de la colonne, donc les barres seront courbées et prolongées.

- **Vérification de la flèche**

Soit M_o le moment maximal en travée en supposant la poutre reposant sur deux appuis libres.

$$M_o = M_1 + M_2$$

M_1 : linéaire ; M_2 : trapézoïdale

$$\text{Avec } M_1 = w * l^2 / 8 = 3.7 * 4^2 / 8 = 7.4 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = w * l / 6 = 4 * ((161.5 + 3.7) / 12) / 6 = 105.2 \text{ KN.m}$$

Donc **$M_o = 112.6 \text{ KN.m}$**

Le moment en travée dans les conditions actuelles (continuité) est $M_t = 144.8 \text{ KN.m}$

$$b = 400 \text{ mm} ; d = 700 \text{ mm} ; A = 14.73 \text{ cm}^2 ; h = 750 \text{ mm} ; l = 4 \text{ m.}$$

$$h / l = 750 / 4000 = 0.1875$$

$$M_t / (10 * M_o) = 144.8 / (10 * 112.6) = 0.128 \quad \text{donc :}$$

$$1) : M_t / (10 * M_o) \cong h / l ;$$

$$2) : h / l > 1 / 16 ;$$

$$3) A / (b * d) = 0.00526 < 4.2 / f_e = 0.0105$$

Ces trois conditions indiquent que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- ❖ **Traverses médianes**

Effort axial = 79 KN (traction)

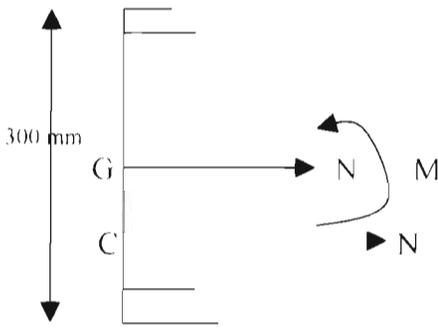
Moment aux appuis = 19.9 KN.m

Effort tranchant = 12.1 KN

Moment en travée = 0.736 KN.m

Nous avons une section soumise à la flexion composée.

Aux appuis



GC = position du centre de pression
 $GC = M / N = 19.9 / 79 = 0.251 \text{ m}$

$C = \text{enrobage} = 30 \text{ mm} ; b = 25 \text{ cm}$

$\phi_t = 10 \text{ mm} ; \phi_l = 16 \text{ mm}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures ; d'où la section est partiellement tendue.

- Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues

$$M = 19.9 - 79.9 * 0.102 = 11.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 11.8 \cdot 10^3 / (25 * 14.2 * (25.2)^2) = 0.052 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A' = 0$$

$$\beta = 0.973$$

$$A_1 = 11.8 \cdot 10^3 / (0.973 * 25.2 * 348) = 1.38 \text{ cm}^2$$

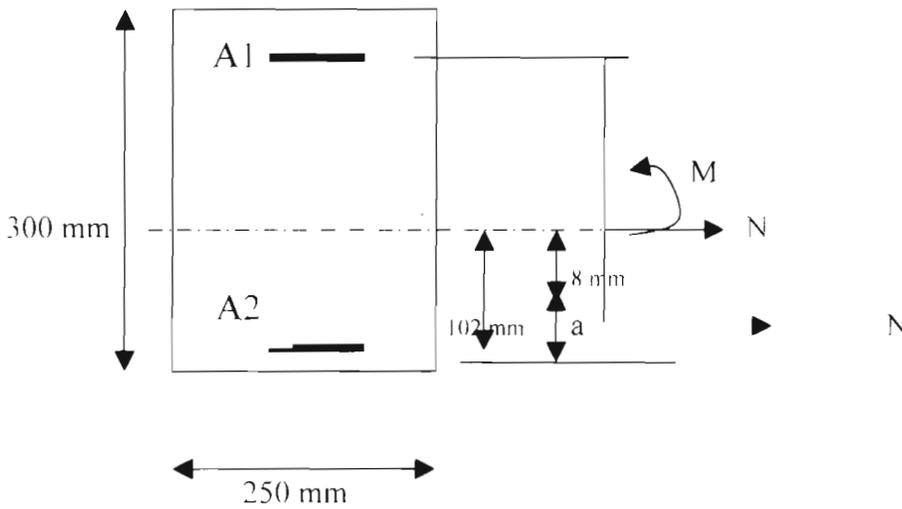
$$A = 1.38 + 79.9 \cdot 10^3 / (100 * 348) = 3.65 \text{ cm}^2$$

Soit 2 ϕ 16 = 4.02 cm²

En travée

$M = 0.736 \text{ KN.m}$ qui est négligeable.

Donc nous pouvons considérer la section comme entièrement tendue. $GC = 0.736 / 79 = 0.008 = 8 \text{ mm} \cong 0$. Donc le centre de pression est à l'extérieur du segment.



$a = (102 - 8) = 94 \text{ mm} ; f_e = 400 \text{ MPa}$ donc $\sigma_{10} = \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Enrobage = 30 mm et $\phi_t = 10 \text{ mm}$ donc $C_1 = 48 \text{ mm}$

$$A_1 = \frac{N \cdot a}{100 \cdot (d - C_1) \cdot \sigma_{10}} = \frac{79 \cdot 10^3 \cdot 94}{100 \cdot 348 \cdot (252 - 48)} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1 = \frac{79 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} - 1.04 = 1.23 \text{ cm}^2$$

$A_2 = 2 \phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Pour A1, nous allons prolonger les 2 $\phi 16$ des appuis tout au long de la poutre donc nous aurons **$A_1 = 2 \phi 16 = 4.02 \text{ cm}^2$**

• Vérification de la condition de non fragilité

- Sections aux appuis

$A_s \text{ en travée} = 2.26 \text{ cm}^2$	}	la somme donne 4.27 cm^2
$\frac{1}{2} \cdot A_s \text{ appuis} = 2.01 \text{ cm}^2$		

Section de béton $B = 300 \cdot 250 \text{ mm}^2$, donc $2 \text{ ‰} \cdot B = 0.002 \cdot 300 \cdot 250 = 150 \text{ mm}^2$

$2‰ * B = 1.5 \text{ cm}^2 < A_s \text{ travée} + \frac{1}{2} * A_s \text{ appuis}$: donc la condition de non fragilité est bien vérifiée

- Sections en travée

La règle du millième est vérifiée car $2.26 \text{ cm}^2 > 1 ‰ * h * b = 0.75 \text{ cm}^2$
donc la poutre n'est pas fragile.

• Effort tranchant

$V_{\text{umax}} = 12.1 \text{ KN}$ donc $\tau_u = 12.1 \cdot 10^3 / (300 * 250) = 0.16 \text{ MPa}$

$\tau_u - 0.63 * K < 0$ donc **la section est très fragile**

Donc nous allons choisir un espacement des barres en considérant l'espacement maximal et la condition de non fragilité, en choisissant $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

➤ $St \leq \min \{ 40 \text{ cm} ; 0.9 * \alpha \}$, $st \leq \underline{227 \text{ mm}}$;

➤ $\frac{A_t * f_e}{b_o * st} \geq 0.4 \text{ MPa}$, $st \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_o} = \underline{226 \text{ mm}}$

Donc nous prenons $st = 220 \text{ mm} ; \phi_t = 6 \text{ mm}$.

• Vérification suivant les états limites de service

- La fissuration n'est pas préjudiciable pour cette poutre, donc les sections trouvées restent valables.
- La vérification de la flèche ne s'imposera pas car la poutre ne supporte que son poids propre.

❖ Traverses inférieures

Effort axial = 19.7 KN (compression)

Moment aux appuis = 16.2 KN.m

Effort tranchant = 11.8 KN

Moment en travée = 2.312 KN.m

Aux appuis

Flexion composée :

Déterminons le centre de pression : $M / N = 16.2 / 19.7 = 0.822 \text{ m} = 822 \text{ mm}$

Nous avons donc une section partiellement tendue.

$\phi_t = 6 \text{ mm}$; $\phi_l = 12 \text{ mm}$; enrobage $c = 30 \text{ mm}$; $d = 258 \text{ mm}$.

- Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M = 16.2 + 19.7 * 0.108 = 18.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 18.33 \cdot 10^3 / (25 * 14.2 * (25.8)^2) = 0.077 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A' = 0$$

$$\beta = 0.959$$

$$A_l = 18.33 \cdot 10^3 / (0.959 * 25.8 * 348) = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.12 - 19.7 \cdot 10^3 / (100 * 348) = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

En travée

$GC = M / N = 2.312 / 19.7 = 0.117 \text{ m} > 0.108 \text{ m}$ donc la section est partiellement comprimée.

- Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M = 2.312 + 19.7 * 0.108 = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 4.43 \cdot 10^3 / (25 * 14.2 * (25.8)^2) = 0.019 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A' = 0$$

$$\beta = 0.990$$

$$A_l = 4.43 \cdot 10^3 / (0.990 * 25.8 * 348) = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.50 - 19.7 \cdot 10^3 / (100 * 348) = - 0.06 \text{ cm}^2 \text{ !!! Impossible}$$

Ceci est impossible, donc nous allons prendre comme section d'armatures en travée, la section vérifiant la condition de non fragilité.

Avec la règle du millième : $A > 1\text{‰} * B = 0.75 \text{ cm}^2$;

Donc nous allons prendre $2 \phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Effort tranchant**

$V_{\text{max}} = 11.8 \text{ KN}$

Même remarque que pour la traverse médiane. Donc
mm

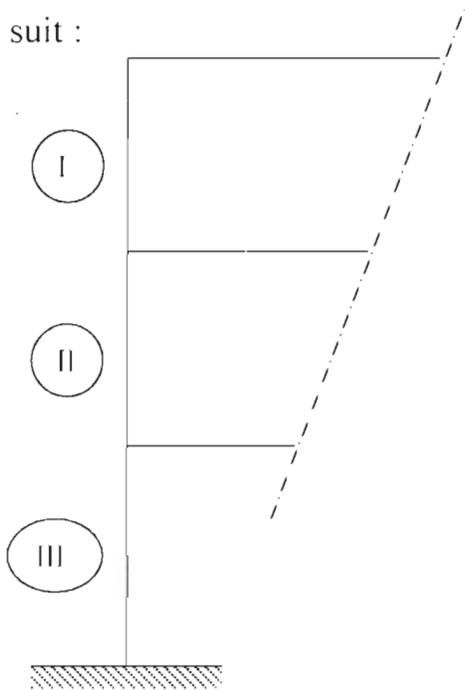
$s_t = 220 \text{ mm} ; \phi_t = 6$

- **Vérification suivant les états limites de service :**

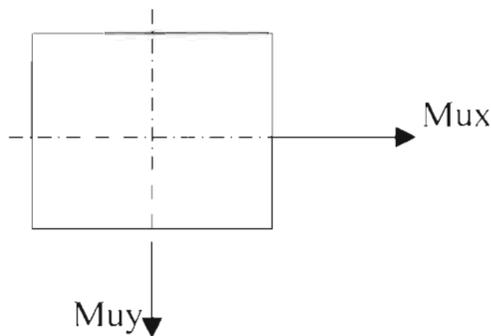
Les vérifications suivants les états limites de service ne s'imposent pas.

c- Calcul des colonnes

Nous avons trois (3) colonnes I , II et III. Ces colonnes étant courtes donc les déformations longitudinales seront négligées et donc le calcul se fera comme suit :



❖ **Poteau I**



$$M_{ux} = M_{uy} = 209.6 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 768.4 \text{ KN} = 384.2 * 2$$

Nous allons considérer le moment max entre celui appliqué en haut et l'autre appliqué en bas du poteau.

1) **Calcul des excentricités**

La longueur des poteaux est prise égale à 3.4 m.

- Excentricité accidentelle : $e_a = \text{Max} \{ 1/250 ; 2 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm}$

- Excentricité du premier ordre :
$$e1 = M / N = M_r / N = \frac{\sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2}}{N}$$

$$e1 = 209.6 * \sqrt{2} / 768.4 = 0.385 \text{ m} = 38.5 \text{ cm}$$

- Excentricité liée aux effets du second ordre, liée aux déformations de la structure : $e2$

$$e2 = \frac{3 * l_f^2}{10^4} * (2 + \alpha * \phi) \quad \text{avec}$$

α = rapport entre le moment du premier ordre dû aux charges permanentes et le moment total du premier ordre : $\alpha = M_p / M_t$

Avec $M_p = \sqrt{2 * M_{px}^2} = 69.16 * \sqrt{2} = 97.8 \text{ KN.m}$

$M_t = 296.4 \text{ KN.m}$ donc $\alpha = 97.8 / 296.4 = 0.330$

$\phi = 2 \text{ cm}$; $l_f = K * L$, K est déterminé à partir de la figure en annexe 29.

$$\psi = \frac{\sum \frac{E * I}{L} \text{ colonnes}}{\sum \frac{E * I}{L} \text{ poutres}} \quad \text{donc } \psi_A = 0.74 \quad \text{et } \psi_B = 10.9, \text{ d'où d'après la figure en}$$

annexe 29, on obtient $K = 0.83$.

$$e2 = 3 * (2 + 0.33 * 2) * (0.83 * 3400)^2 / (104 * 500) = 12.7 \text{ mm}$$

$$\text{Max} \{ 15 ; 20 * e1 / h \} = \text{Max} \{ 15 ; 15.4 \} = 15.4 \quad \text{donc :}$$

$l_f / h = 2380 / 500 = 4.76 < \text{Max} \{ 15 ; 20 * e1 / h \}$ donc nous pouvons calculer la section en flexion composée sous les sollicitations N et $M = N * e$ avec $e = e1 + e2 + e_a$

$$e = 385 + 20 + 12.7 = 417.7 \text{ mm} \quad \text{donc } M = 768.4 * 0.418 = \underline{321.2 \text{ KN.m}}$$

Nous allons utiliser les courbes d'interaction : poteau rectangulaire de Structural engineering Handbook, en annexe 30.

Majorons M de 10 % comme nous sommes en flexion déviée , $M_u = 353.2$

KN.m ; $P_u = 768.4 \text{ K N}$

$$P_u / (A_g) = 768.4 \cdot 10^3 / 500^2 = 3.07 \text{ MPa}$$

$$M_u / (A_g \cdot h) = 353.3 \cdot 10^6 / 500^3 = 2.82 \text{ MPa}$$

Nous allons supposer une égale section d'armatures sur les quatre faces.

$\phi_l = 25 \text{ mm}$; $\phi_t = 10 \text{ mm}$; enrobage = 30 mm.

$$\gamma = (500 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 12.5 - 2 \cdot 10) / 500 = 0.79 \approx 0.8$$

D'après la figure en annexe 30, on a :

$$\rho_g = 1.75 \% \text{ donc } A_s = \rho_g \cdot B = 43.75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \phi 25 + 8 \phi 20 = 44.76 \text{ cm}^2$$

$$A_g = B = 500 \cdot 500 \text{ cm}^2 = \text{section de béton}$$

- Vérification des armatures

$\gamma = 0.8$ ex / h = ey / h donc ex = ey car le même moment s'applique dans les deux directions orthogonales.

$$e_x = M / N = 209.6 / 768.4 = 0.272 \text{ m} \text{ donc } e_x / h = e_y / h = \underline{0.54}$$

$$\rho_g = A_s / B = 4476 / 500^2 = 1.8 \%$$

$$P_{ux} / A_g = 5.8 \text{ MPa} ; P_{uy} / A_g = 5.8 \text{ MPa} ; P_{uo} / A_g = 16.8 \text{ MPa.}$$

$$A_g / P_u = A_g / P_{ux} + A_g / P_{uy} - A_g / P_{uo} \text{ donc } 1 / P_u = 1/5.8 + 1/5.8 - 1/16.8$$

$P_u = 876.2 \text{ KN} > 768.4 \text{ KN}$ donc la section d'armatures est bien suffisante :

$$\underline{\underline{A = 44.76 \text{ cm}^2}}$$

❖ Poteau II

On a une flexion déviée du fait des moments M_{ux} et M_{uy} .

Vérifions si les sections sont entièrement ou partiellement comprimées .

$$M_{ux} = M_{uy} = 50.8 \text{ KN.m} \quad \text{donc } M_r = 71.8 \text{ KN.m} \quad ; \quad P_u = 666.6 \text{ KN} = 2 * 333.3$$

- Position du centre de pression

Suivant l'axe des x : $M_{ux} / P_{ux} = 50.8 / 666.6 = 0.076 \text{ m} = 76 \text{ mm}$

Suivant la diagonale: $M_r / P_u = 71.8 / 666.6 = 0.1077 \text{ m} = 107.7 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures.

$\psi_A = \psi_B = 10.9$ donc $K = 0.96$ (d'après la figure en annexe 29)

$$K * L / r = 0.96 * 3.4 / (0.3 * 0.5) = 21.8$$

Comme nous avons une courbure double,

$$(34 - 12 * M_1 / M_2) = 34 - 12 * 29.4 / 71.8 = 38.8$$

Comme $K * L / r < (34 - 12 * M_1 / M_2)$ alors nous sommes en présence d'une colonne courte. Majorons donc M_r de 15 %.

Le moment de design est alors $M_c = 1.15 * 71.8 = \underline{82.6 \text{ KN.m}}$

En choisissant des diamètres $\phi 20$, on aura :

$$P_u / (A_g) = 666.6 \cdot 10^3 / 500^2 = 2.67 \text{ MPa}$$

$$M_u / (A_g * h) = 82.6 \cdot 10^6 / 500^3 = 0.67 \text{ Mpa}$$

$$\gamma = (500 - 2 * 30 - 10 - 10) / 500 = 0.8$$

La lecture sur le diagramme d'interaction nous donne $\rho_g = 0$. Donc, nous allons prendre

$\rho_g = 1\%$ qui est la valeur minimale.

$$\text{Donc } A_s = A_{smin} = 50^2 * 0.01 = 25 \text{ cm}^2 \quad \underline{\underline{A_s = 25 \text{ cm}^2}}$$

Vérification des sections d'acier

$$e_x = e_y = 50.8 / 666.6 = 0.076 = 76 \text{ mm} ; \quad e_x / h = e_y / h = 76 / 500 = 0.15 ;$$

$$P_{ux} / A_g = 10.2 \text{ MPa} ; P_{uy} / A_g = 10.2 \text{ MPa} ; P_{uo} / A_g = 14.6 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } 1 / P_u = 1 / P_{ux} + 1 / P_{uy} - 1 / P_{uo}, \quad P_u = 1959.5 \text{ KN} > 666.6 \text{ KN}$$

$$\text{Donc la section d'acier est satisfaisante : } A_s = 8 \phi 20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

❖ Poteau III

Même constat que pour le poteau II du fait de la faiblesse du moment par rapport à l'effort axial.

$$\text{Donc } \rho_g = 1 \% \text{ et } A_s = 8 \phi 20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des étriers

• Poteau I

$$V_u = 74.9 \text{ KN} \text{ donc } \tau_u = V_u / (b_o * d) = 74.9 \cdot 10^3 / (500 * 450) = 0.33 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont des armatures droites et le poteau est partiellement comprimé, donc $\tau_u \leq \min \{ 0.13 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \}$,

$$\tau_u \leq 3.25 \text{ MPa}$$

Ceci est vérifiée car $0.33 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{b_o * s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{tj} * K}{0.8 * f_e * (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))} \quad \text{avec } A_t = \text{section des étriers.}$$

$$K = 1 + 3 * \sigma / f_{c28} \quad \sigma = N / B = 768.4 \cdot 10^3 / 500^2 = 3.037 \text{ MPa} \text{ donc}$$

$$K = 1.37$$

$$s_t \leq \frac{0.8 * f_e * A_t}{b_o * (\tau_u - 0.63 * K)} \quad s_t \leq \frac{0.8 * 400 * 201}{500 * (0.33 - 0.63 * 1.37)} < 0$$

$s_t < 0$ donc nous allons prendre pour tous ces poteaux I, II, et III les conditions limites d'espacement.

Une section est entièrement comprimée quand, pour un effort de compression, le centre de pression tombe à l'intérieur du segment limité par les armatures et la condition suivante non vérifiée.

$$N * (d - C') - M1 \leq (0.337 - 0.81 * C' / h) * b * h^2 * \sigma_{blim}$$

- **Poteau I** : $C' = 50 \text{ mm}$; $d = 450 \text{ mm}$.

$M1$ = moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$M1 = 209.8 + 768.4 * 0.2 = 363.5 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{blim} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad N = 768.4 \text{ KN}$$

Centre de pression $M / N = 209.8 / 768.4 = 0.273$ donc le centre de pression est à l'extérieur du segment limité par les armatures tendues ; donc la section de béton est partiellement tendue (comprimée)

Ainsi, nous devons vérifier l'espacement et la section d'armatures.

$$1) \frac{At * fe}{bo * st} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad st \leq st_{max} = \frac{At * fe}{0.4 * bo} = 200.96 \text{ mm}$$

$$2) st \leq \min \{ 0.9 * d ; 40 \text{ cm} \} , \quad st \leq 405 \text{ mm}.$$

Donc nous choisissons $st = 20 \text{ cm}$ et $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Nous devons vérifier suivant la constitution des pièces comprimées :

$$1) \phi_t = 8 \text{ mm} > \phi_l / 3 = 20 / 3 = 6.67 \quad \underline{\text{ok}};$$

$$2) st \leq 15 * \phi_l = 300 \text{ mm} \quad \underline{\text{ok}};$$

$$3) st \leq \{ \text{plus petite dimension de la section augmentée de } 10 \text{ cm} \},$$

$$st \leq \{ 50 \text{ cm} + 10 \text{ cm} \}$$

$$st \leq 200 \text{ mm} \quad \underline{\text{ok}};$$

$$4) st \leq 400 \text{ mm} \quad \underline{\text{ok}}.$$

Donc $st = 200 \text{ mm}$ est correct

- **Poteau I I:**

$M / N = 71.8 / 666.6 = 0.108 \text{ m}$ donc le centre de pression est à l'intérieur.

$$M1 = 71.8 + 666.6 * 0.2 = 205.14 \text{ KN.m}$$

$$N * (d - C') - M1 = 666.6 * 10^3 * 400 - 205.14 * 10^6 = 61.5 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

- **Vérification de l'espacement de la section minimale d'acier**

Pour les mêmes raisons que pour le poteau I, $st = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification suivant les pièces comprimées**

Mêmes conclusions que pour le poteau I.

- **Poteau III:**

$$N = 816.2 \text{ KN} ; M = 68.3 \text{ KN.m}$$

$M / N = 0.084 = 84 \text{ mm}$ donc le centre de pression est à l'extérieur du segment limité par les armatures.

$$M1 = 68.3 + 816.2 * 0.2 = 231.5 \text{ KN.m}$$

$$N * (d - C') - M1 = 816.2 * 10^3 * (450 - 50) - 231.5 * 10^6 = 95 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81 * C' / h) * b * h^2 * \sigma_{blim} = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{donc } N * (d - C') - M1 < (0.337 - 0.81 * C' / h) * b * h^2 * \sigma_{blim}$$

D'ou, la section est donc partiellement comprimée.

Même constat que pour le poteau II.

Conclusion : Donc tout au long du poteau (incluant I, II, III) , nous prenons un espacement de $st = 20 \text{ cm}$ avec des $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

- **Longueur de recouvrement**

Le recouvrement se fait sans crochets car les poteaux sont comprimées. Comme les armatures sont susceptibles d' être tendues, nous prenons la longueur de recouvrement comme dans le cas des barres tendues.

L_r = longueur de recouvrement ; $L_r = 40 * \phi$ (forfaitaire) pour acier FeE 400 (barres sans crochets)

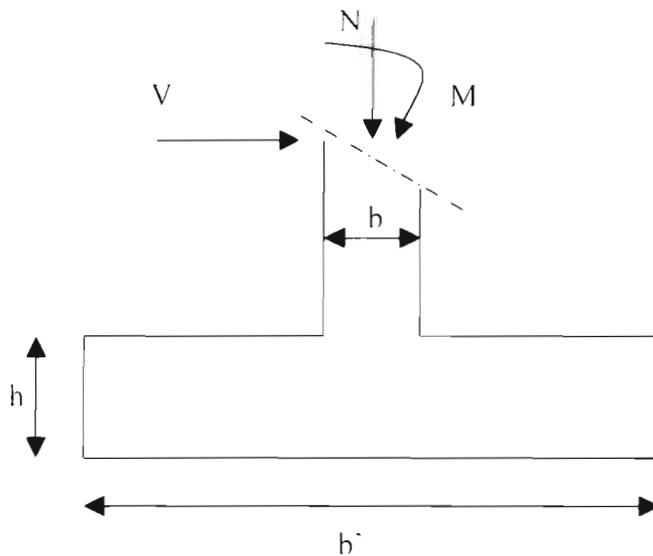
Pour $\phi = 20 \text{ mm}$, $L_r = 40 * 20 = 800 \text{ mm}$;

Pour $\phi = 25 \text{ mm}$, $L_r = 40 * 25 = 1000 \text{ mm}$;

Donc nous allons prendre $L_r = 1 \text{ m}$

V-8- Calcul des semelles

a) Choix préliminaire des dimensions de la semelle



Semelle carrée donc $a = b$ et $a' = b'$

Les dimensions de la semelle sont homothétiques car $a / b = a' / b'$.

En supposant des $\phi 12$ et un enrobage c de 3 cm, prenons :

$h = 60 \text{ cm}$; $db = 55.8 \text{ cm}$; $da = 54.6 \text{ cm}$; ($db = h - c - \phi$ et $da = db - \phi$)

Comme $e = h$ et $e > 6 * \phi + 6 = 102 \text{ mm}$, vérifiée car $600 > 102 \text{ mm}$.

Les deux autres conditions à vérifier sont :

$a' - a \geq db$ et $da \geq (b' - b) / 4$

Prenons $b' = a' = 200 \text{ cm}$

Donc $2000 - a \geq 558$, $a \leq 1442$ mm et $b \leq 1442$ mm

546 mm $\geq (2000 - b) / 4$

Nous allons donc prendre $a = b = 500$ mm

Nous avons aussi estimé la contrainte admissible du sol à $\sigma_{sol} = 250$ kPa.

b) Calcul des armatures

• **A l'ELU**

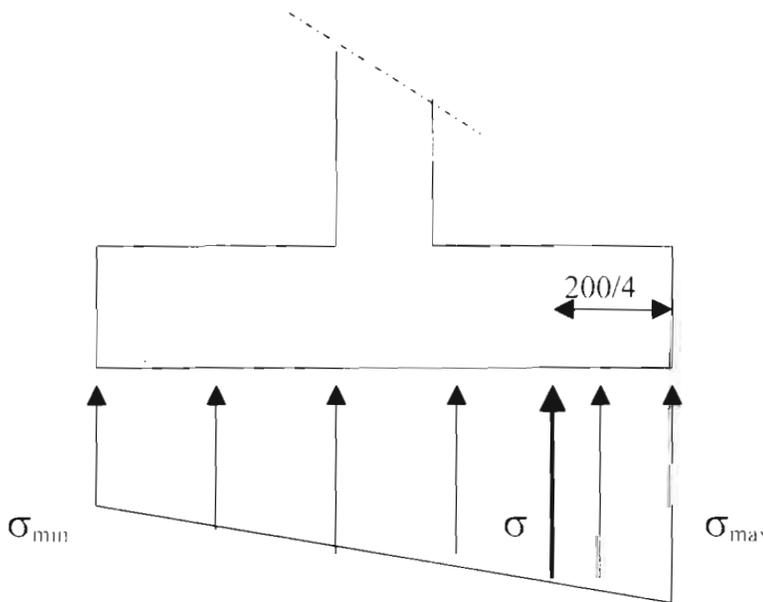
$M = 48.3$ KN.m et $P = 816.2$ KN

$M / P = e_o = 48.3 / 816.2 = 0.059$ m = 59 mm

$b' / 6 = 2000 / 6 = 333.33$ mm donc $e_o \cdot b' / 6$ (règle du tiers central).

donc le diagramme des contraintes sera trapézoïdal.

On admet que la contrainte σ situé aux trois quarts de la semelle, du côté de σ_{max} , doit être inférieure à la contrainte admissible du sol.



$$\sigma_{max} = [P / (a * b)] * (1 + 6 * e_o / b) = 816.2 / (2 * 2) * (1 + 6 * 59 / 2000) = 240.17 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{min} = [P / (a * b)] * (1 - 6 * e_o / b) = 816.2 / (2 * 2) * (1 - 6 * 59 / 2000) = 167.93 \text{ kPa}$$

$$\sigma = (3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4 = 222.11 \text{ kPa}$$

$$\text{Donc } \sigma = 222.11 \text{ kPa} < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ kPa}$$

$$b / 6 = 500 / 6 = 83.3 \text{ mm} \text{ donc } e_o < b / 6 \text{ (règle du tiers central respectée)}$$

donc le pilier est entièrement comprimé à sa base.

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 72.27 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{2} * (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2 = 102.02 \text{ kPa} \text{ donc } \sigma_{\max} - \sigma_{\min} < \frac{1}{2} * (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2$$

et $e_o < b' / 18$ donc nous allons utiliser la méthode des bielles.

$$P' = P * (1 + 3 * e_o / b') = 816.2 * (1 + 3 * 59 / 2000) = 888.43 \text{ KN}$$

Comme $e_o < b / 6$ et $e_o < b' / 24$ alors :

$$A'a' = P * (1 + 3 * e_o / b') * (a' - a) / (8 * d_a * \sigma_s)$$

$$A'a' = 874.10^3 * (1 + 3 * 59 / 2000) * (2000 - 500) / (8 * 538 * 348) = 9.5 \text{ cm}^2$$

$$A'a' = 9.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \phi 12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

$$A'b' = P * (1 + 3 * e_o / b') * (b' - b) / (8 * d_b * \sigma_s)$$

$$A'b' = 874.10^3 * (1 + 3 * 59 / 2000) * (2000 - 500) / (8 * 554 * 348) = 9.25 \text{ cm}^2$$

$$A'b' = 9.25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \phi 12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

• **A'ELS**

$P = 572.2 \text{ KN}$; $M = 39.8 \text{ KN}$; en considérant une fissuration préjudiciable,

on a :

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$e_o = M / P = 39.8 / 572.2 = 0.069 \text{ m} = 69 \text{ mm}$$

Le diagramme des contraintes sera donc trapézoïdal car $e_o < b' / 6$

$$\sigma_{\max} = 172.66 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = 113.44 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{sol}} \text{ et } \sigma = 157.85 < \sigma_{\text{sol}} .$$

$$e_o = 69 \text{ mm} < b / 6 = 83.3 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 59.22 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{2} * (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2 = 71.52 \text{ kPa} \text{ donc } \sigma_{\max} - \sigma_{\min} < \frac{1}{2} * (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2$$

$b' / 24 = 83.3 \text{ mm}$ donc $e_o < b' / 24$. Nous allons donc utiliser la méthode des bielles.

$$P' = P * (1 + 3 * e_o / b') = 572.4 * (1 + 3 * 69 / 2000) = 631.64 \text{ KN}$$

Comme $e_o < b / 6$ et $e_o < b / 24$ alors :

$$A'a' = 619.7 \cdot 10^3 * (1 + 3 * 69 / 2000) * (2000 - 500) / (8 * 538 * 240) = 9.93 \text{ cm}^2$$

$$A'a' = 9.93 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \phi 12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

$$A'b' = 619.7 \cdot 10^3 * (1 + 3 * 69 / 2000) * (2000 - 500) / (8 * 554 * 240) = 9.64 \text{ cm}^2$$

$$A'b' = 9.64 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \phi 12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures trouvées en état limite ultime de résistance demeurent adéquates :

$$\text{soit } 9 \phi 12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

c) Détermination de la longueur des barres

$$L_s = \phi * f_e / (4 * \tau_{\text{slim}}) \text{ avec } \tau_{\text{slim}} = 0.6 * \nu * f_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.8 \text{ MPa}$$

$$L_s = 12 * 400 / (4 * 2.8) = 428.6 \text{ mm}$$

$$b' / 4 = 2000 / 4 = 500 \text{ mm} ; b' / 8 = 250 \text{ mm}$$

$$\text{donc } b' / 8 < L_s < b' / 4$$

Toutes les barres doivent donc être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle mais elle peuvent ne pas comporter de crochets.

• La profondeur d'encastrement de la semelle

$$Q_{\text{adm.nette}} = (\gamma_s * D * (N_q - 1) + 0.4 * \gamma * B * N_\gamma) / F + \gamma_s * D$$
 , nous avons

un sable donc la cohésion $c = 0$

Soit le sable avec un angle de frottement $\phi = 34^\circ$ et $\gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$

$\phi = 34^\circ$ donne $N_q = 29.44$ et $N_\gamma = 41.06$

$Q_{\text{adm.nette}} = P / B^2$ donc :

$$816.2 / 2^2 = (19 * D * (29.44 - 1) + 0.4 * 19 * 2 * 41.06) / 3 + 19 * D$$

ce qui donne $204.05 = 199.12 * D + 208.037$ donc $199.12 * D = - 4.02$

donc on trouve une profondeur $D < 0$, ce qui veut dire qu'il n'est même pas obligatoire d'enterrer les semelles. Ce pendant, nous suggérons d'enfoncer les semelles sur une profondeur de 0.5 m .

Chapitre VI : ANALYSE FINANCIERE

Pour cette étude financière, nous essayerons de donner une estimation globale du château d'eau de 100 m^3 et les coûts engendrés pour la nouvelle canalisation, les accessoires annexes le génie civil, la désinfection du réseau et les essais de pression.

VI-1- Estimation globale du château d'eau de 100 m^3

Pour cette estimation globale, nous sommes basés sur le tableau en annexe 29 reçu dans le cadre du cours d'hydraulique urbaine en D.U.T 2.

$$V = 100 \text{ m}^3$$

$$H = 15 \text{ m}$$

$$\text{Donc le prix} = 12 + 10 * 0.70 + 5 * 1.20 = 25 \text{ millions.}$$

Donc nous estimons globalement le coût du château d'eau de 100 m^3 à 25 millions de francs.

VI-2- Le génie civil

Il concerne principalement les tranchées à exécuter pour la pose des conduites du moment où le coût du château d'eau inclus sa construction.

Pour ce qui concerne les excavations, généralement elles sont réalisées par les villageois eux mêmes.

Donc on peut supposer une somme de 500000 Fcfa en cas des travaux de génie de civil nécessitant l'intervention d'un spécialiste.

VI-3- Les conduites et accessoires

Le coût des conduites est fonction de la nature et du diamètre. Dans le réseau, on utilise que du PVC.

Pour les prix des conduites PVC, nous sommes basés sur le bordereau de prix DGPB Dakar, en annexe 15.

Notre réseau ne comporte que des ϕ 63 mm, quelques ϕ 75 mm et un ϕ 90 mm pour le refoulement, les longueurs et les prix globaux sont mentionnés dans le tableau de résumé.

Les accessoires tels que les coudes, vannes et autres ont un coût estimé à 30 % du coût des conduites.

Le coût du test de pression et de la désinfection du réseau tourne autour de 500000 F cfa.

Tableau 6-1 : DEVIS ESTIMATIF

Désignation	Unité	Quantité	Coût unitaire	Coût total
Château d'eau 100 m3	-	1	25000000	25000000
Génie civil	-	-	500000	500000
Conduite ϕ 63 mm	ml	1167	4017	4687839
Conduite ϕ 75 mm	ml	59.5	5725	340638
Conduite ϕ 90 mm	ml	193	5946	1147578
<u>Sous total conduites</u>	Fcfa			6176055
Accessoires : conduite, vannes ...	Fcfa			1852817
Désinfection réseau et test de pression	Fcfa	-	-	500000
TOTAL	Fcfa			34028872

Ce coût total inclut la main d'œuvre mais n'inclut pas les coûts de désinfection de l'eau, qui sont d'ailleurs obligatoires.

VI-4- Coût du m³ d'eau

Dans un premier temps nous évaluerons les frais d'amortissement pour chaque ouvrage.

On rappelle que l'annuité (ou l'amortissement) A est donnée par :

$$A = \frac{(1+i)^n * i}{(1+i)^n - 1} * I$$

I = investissement ;

i = taux d'intérêt ;

n = durée de l'amortissement en années ;

A = amortissement

Avec un taux d'intérêt de 8 %, on a le tableau ci dessous.

Tableau 6-2 : Frais d'amortissement des ouvrages

Ouvrages	I (Fcfa)	n (Années)	A (Fcfa)
Château d'eau + GC	25500000	50	2084443
Conduites PVC	6176055	30	548603
Accessoires	1852817	10	276124
Désinfection réseau et test de pression	500000	30	44413
Total	34028872		2953584

En second lieu, les charges fixes annuelles composées des frais de renouvellement et d'entretien du matériel et du salaire du personnel, sont à déterminer :

Les frais de renouvellement et d'entretien du matériel sont évalués comme suit :

- 10 % de l'annuité pour le château d'eau.
- 15 % de l'annuité pour les conduites et accessoires

Noter bien : Dans le cadre de ce projet, le forage comporte déjà une moto pompe qui est satisfaisante du point de vue caractéristiques, donc pour la prendre en compte dans l'évaluation (son fonctionnement et son entretien), nous considérons une annuité de 100 %.

Le tableau ci dessous résume ces charges fixes annuelles.

Tableau 6-3 : Charges fixes annuelles

Ouvrages	Charges fixes
Château d'eau + GC	208290
Conduites en PVC	82290
Accessoires	41419
Salaire personnel	30000*
Total	512153 Fcfa

* Le personnel est constitué uniquement du gardien du forage dont son salaire est évalué à 30000 Fcfa par mois et qui se chargera aussi de la chloration de l'eau.

Les frais d'exploitation liés à la pompe , c'est à dire les frais d'énergie sont également à prendre en compte.

La puissance du moteur est $P_{\text{moteur}} = 2.37 \text{ KW}$ (avec une conduite de refoulement de $\phi 90 \text{ mm}$).

Le nombre de KWh annuel est donc $2.37 * 10 * 365 = 8651 \text{ KWh}$; (10 = les 10 heures de pompage par jour).

Donc mensuellement, on a $2.37 * 10 * 30 = 711 \text{ KWh}$.

Le prix de l'énergie est donc :

$P_m = 208 * 114.84 + 100 * 83.13 + (711 - 208 - 100) * 59.19 = 56053 \text{ Fcfa}$ par mois.

Rapporté à l'an, ce prix devient : $P_a = P_m * 365 / 30 = 56053 * 365 / 30 =$

681978 Fcfa.

Les frais d'exploitation s'élèvent donc à **681978 Fcfa..**

Les frais totaux Ft se composent des frais d'amortissement, des charges fixes annuelles et des frais d'exploitation.

$$F_t = 2953584 + 512153 + 681978 = 4147715 \text{ Fcfa.}$$

Reste maintenant à vérifier si la pompe actuellement installée à une puissance de 2.37KW. Si non, il faut projeter de la changer en comparant le coût d'une nouvelle pompe et le coût additionnel d'énergie causé par l'actuelle pompe..

Ft = 4147715 Fcfa

Le nombre de m³ (Nm) à considérer sur une année est égale à : $N_m = VR * 365$
 $= 100 * 365 \text{ Nm} = 36500 \text{ m}^3$

Soit Cm le coût du m³ d'eau , on a alors :

$$C_m = F_t / N_m \quad C_m = 4147715 / 36500 = 113.6 \text{ Fcfa} / \text{m}^3$$

Donc, on a un coût du m³ d'eau de 115 Fcfa

Ce coût du m³ a été obtenu en tenant compte d'un fonctionnement avec l'électricité de la SENELEC.

Ce pendant si l'on envisage un fonctionnement avec du gaz oil, une autre évaluation s'impose.

Evaluation du coût du m³ d'eau en considérant le coût du gaz oil

Les changements n'interviennent qu'au niveau des frais d'exploitation liées au fonctionnement de la pompe.

Le prix actuel du litre de gaz oil est 395 F cfa ;

Le taux de consommation de gaz oil est de 5 litres par jour pour remplir 50 m³ pendant 2 heures de fonctionnement de la pompe (Information recueillies auprès de l'agent chargé de la gestion du forage).

$$\text{Donc } \tau = 5 / 2 = 2.5 \text{ l / h}$$

Dans notre projet, avec un temps de pompage de 10 heures par jour, la consommation en carburant sera de : $\text{Cons} = T * \tau = 10 * 2.5 = \mathbf{25 \text{ litres par jour.}}$

Donc le coût journalier du gaz oil est de : $C_j = 395 * Cons = 395 * 25 = 9875$ F cfa.

Le coût mensuel est de $Fe = 30 * C_j = 30 * 9875 = 296250$ Fcfa .

Les frais totaux s'élèvent donc: $Ft = 2953584 + 512153 + 296250 = 3761987$ Fcfa.

Soit C_m le coût du m^3 d'eau , on a alors :

$$C_m = Ft / Nm$$

$$C_m = 3761987 / 36500 = 103.1 \text{ Fcfa} / m^3$$

Donc, on a un coût du m^3 d'eau de 100 Fcfa

Ce coût est moins élevé (de 15 Fcfa) que celui évalué précédemment.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Un projet d'alimentation en eau potable commence par le captage et se termine par la distribution en passant souvent par un traitement efficace de l'eau et un stockage suffisant.

A partir de l'ensemble des informations recueillies, des études et des levées de terrain effectués, nous avons pu faire une étude du système d'alimentation en eau potable du village de Ritté.

Une première simulation qui tient compte de 90 % de branchements privés en 2012 a pu donner des pressions acceptables mais avec des vitesses faibles. Une seconde simulation a été faite en ne considérant que des bornes fontaines au niveau du village, là aussi, les résultats sont satisfaisantes. Pour comparaison, un autre logiciel (Watercad) a été utilisé pour simulation du réseau avec bornes fontaines et donne des résultats similaires.

L'analyse de la qualité de l'eau a donné satisfaction suivant les normes sauf sur le plan bactériologique. L'eau de Ritté est infectée et nécessite impérativement une chloration, dont la station a été dimensionnée.

Les profils en long en annexe 31, obtenus à partir du logiciel Watercad ont montré que le réseau est presque plat et ne nécessite aucun vidange ni ventouse.

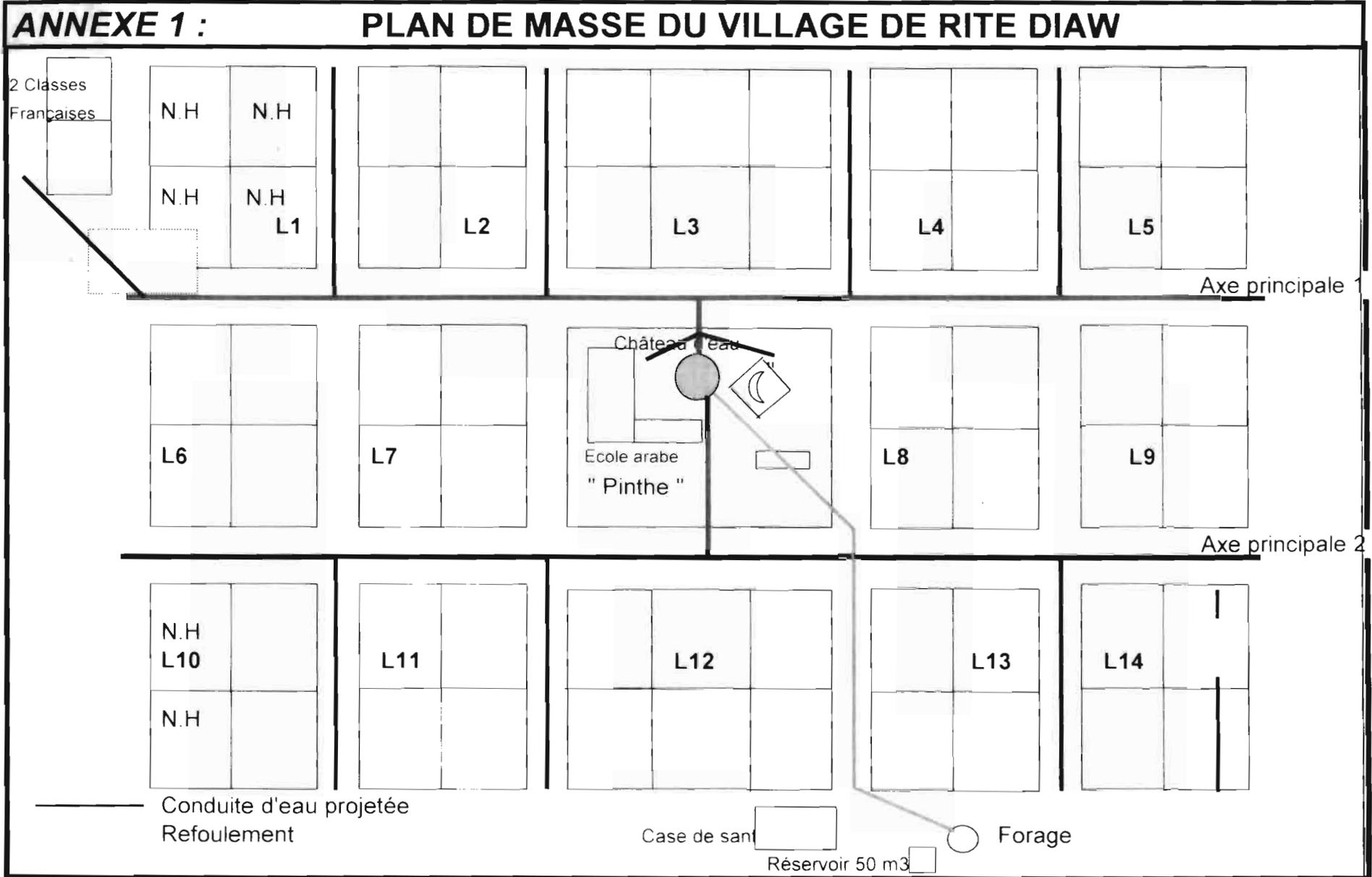
Le château d'eau cylindrique de 100 m³ sur 11,50 m sous radier a été dimensionné suivants les règles du BAEL.

Le choix et la forme cylindrique sur dalle plate se justifient par la faible capacité du château d'eau. Cette forme adoptée nous permettra de faire des économies entre autres par rapport aux coffrages qui sont complexes et coûteux dans le cas des coupoles, mais aussi par rapport aux quantités de matériau à utiliser.

Ce projet a tenté d'être aussi complet que possible pour pouvoir servir de référence dans le cadre de l'alimentation en eau potable des villages du Sénégal pour les quels l'eau est une denrée rare et que chaque goutte compte.

Nous ne pouvons finir ce projet sans énumérer quelques recommandations découlant des résultats de l'étude :

- 1- Procéder impérativement à la désinfection de l'eau avant consommation ;
- 2- Respecter le lieu d'implantation du château d'eau exigé par les villageois et qui a été tenu en compte lors de la simulation ;
- 3- Entretien et désinfecter le réseau tous les six (6) mois ;
- 4- Mettre des vannes d'isolation sur chaque tronçon ;
- 5- Faire une étude in situ de sols plus poussée si le besoin se fait sentir ;
- 6- Utiliser le réservoir de 50 m³ déjà construit comme bassin de mise en contact ;
- 7- Constituer un comité dynamique de gestion de l'ensemble des ouvrages.
- 8- Projeter à étendre le réseau vers les villages polarisés.
- 9- Prévoir une bouche d'incendie au nœud B4 ayant la plus grande pression disponible, la réserve incendie ayant été prise en compte dans le calcul de la capacité du réservoir.

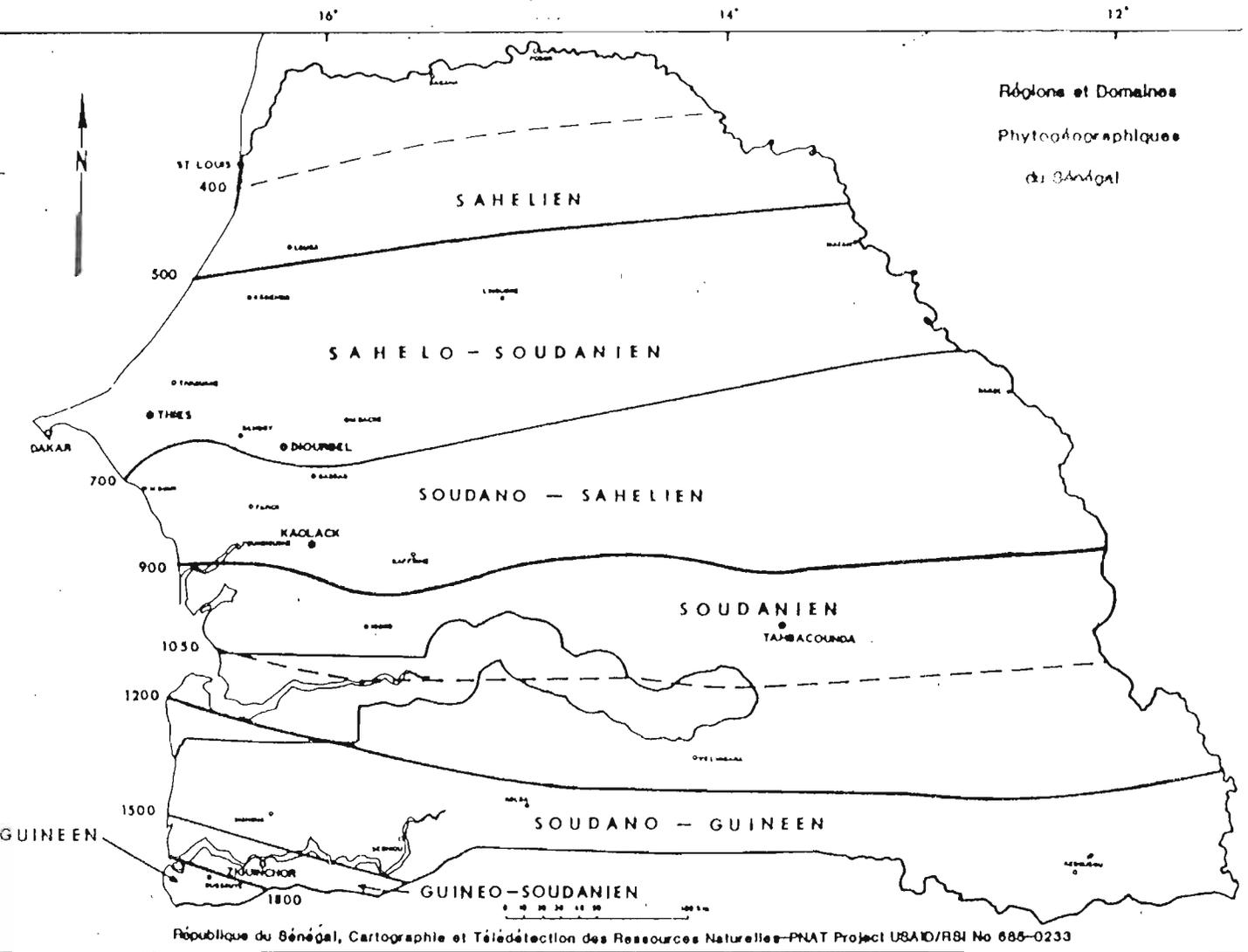


ANNEXES 2 : LEVEES TOPOGRAPHIQUES			
<u>Date :</u>		22 decembre 2001	
<u>Lieu :</u>		RITE DIAW	
<u>Communauté rural :</u>		NGUIDILE	
<u>Arrondissement :</u>		MBEDIENE	
<u>Région :</u>		LOUGA	
Points stationés	Points visés	Lectures	Distances (m) du points stat. Au pts visés
Château d'eau	P1	14.70	28.00
		13.30	
		11.90	
	P2	14.95	35.50
		13.15	
		11.40	
J2	P2	12.50	36.50
		10.65	
		8.85	
	J1	17.00	60.00
		14.00	
		11.00	
	B2	21.75	56.50
		18.90	
		16.10	
P5	J1	13.35	48.00
		10.90	
		8.55	
	R1	11.40	64.50
		8.20	
		4.95	
Interm.J1B1	J1	15.80	20.00
		14.80	
		13.80	
	B1	14.45	32.50
		12.85	
		11.20	
J3	P2	16.15	47.00
		13.80	
		11.45	
	B3	33.10	65.00
		29.90	
		26.60	
	J4	15.35	59.00
		12.40	
		9.45	

LEVEES TOPOGRAPHIQUES				
<u>Date :</u>	22 decembre 2001			
<u>Lieu :</u>	RITE DIAW			
<u>Communauté rural :</u>	NGUIDILE			
<u>Arrondissement :</u>	MBEDIENE			
<u>Région :</u>	LOUGA			
<u>Auteur :</u>	Ngagne DIOP (PFE)			
Points stationés	Points visés	Lectures	Distances (m) du points stat. Au pts visés	
Interm.J4B4	J4	7.75	25.000	
		6.50		
		5.25		
	B4	25.95		35.50
		24.10		
		22.40		
Interm.J4P6	J4	15.95	36.00	
		14.15		
		12.35		
	P6	13.65		14.00
		12.95		
		12.25		
Interm.Forage-B7	B7	8.50	37.00	
		6.65		
		4.80		
	Forage	18.60		37.00
		16.75		
		14.90		
	Réservoir existant	16.70		29.50
		15.25		
		13.75		
Interm.J7B7	J7	10.30	29.50	
		8.80		
		7.35		
	B7	19.30		31.00
		17.70		
		16.20		

LEVEES TOPOGRAPHIQUES				
<u>Date :</u>		22 decembre 2001		
<u>Lieu :</u>		RITE DIAW		
<u>Communauté rural :</u>		NGUIDILE		
<u>Arrondissement :</u>		MBEDIENE		
<u>Région :</u>		LOUGA		
Points stationés	Points visés	Lectures	Distances (m) du points stat. Au pts visés	
Imterm.P1J7	P1	19.45	23.00	
		18.25		
		17.15		
	J7	12.70		18.00
		11.80		
		10.90		
J8	B8	17.75	70.00	
		14.25		
		10.75		
	P4	5.85	49.00	
		3.40		
		0.95		
	J7	16.95	61.00	
		13.85		
		10.85		
Interm.P1J6	P1	12.90	19.00	
		11.95		
		11.00		
	J6	17.55	22.00	
		16.45		
		15.35		
Interm.J6B6	J6	16.35	36.00	
		14.55		
		12.75		
	B6	12.50	26.00	
		11.20		
		9.90		
J5	J6	9.60	68.00	
		6.20		
		2.80		
	B5	25.70	60.00	
		22.70		
		19.70		
	P3	13.80	46.00	
		11.55		
		9.20		

ANNEXE 3 : Isohyètes du Sénégal



Régions Phytogéographiques du Sénégal

Réf. : Cartographie et télédétection des ressources naturelles-PNAT projet USAID RSI N° 685-0233.

ANNEXE 4 : Portrait de quelques infrastructures existants



ANNEXE 5 : Compte rendu d'analyse micro biologique

Nature du produit : Eau de puits

Service demandeur : ESP THIES

Observations :

Prélèvement et acheminement fait par le demandeur selon les recommandations d'usage.

Liquide clair, limpide, ne présentant pas de matière en suspension. Pas de coloration ni d'odeur particulière.

Technique d'analyse :

Etat frais : Absence de parasite

Recherche de germes totaux sur milieu tout germe :
2500 UFC¹/ ml

Identification des colonies :

Staphylococcus spp : 50 UFC/ml
Pseudomonas spp² : 1500 UFC/ml
Klebsiella spp³ : 950 UFC/ml

CONCLUSION :

Le seuil tolérable est de 500 UFC/ml⁴
Un traitement de cette eau est fortement indiqué.

Abdou Kh NDIIOUCK



¹ UFC: Unité Formant Colonie

² Pseudomonas est un germe rencontré dans l'environnement. En milieu médical il est très redouté dans les sur-infections hospitalières chez les brûlés, les opérés et les malades sous sonde urinaire. C'est un germe pigmentogène.

³ Les coliformes, comme les entérocoques, sont considérés comme indicateurs de souillure fécale. La présence de Klebsielle qui est une Entérobactérie, n'exclut pas cette probabilité. La prudence demeure cependant pour l'interprétation.

⁴ Même en l'absence de coliformes ou de germes réputés pathogènes, la présence massive de germes inoffensifs rend obligatoire le traitement de l'eau, chloration par exemple, avant consommation.

ANNEXE 6 : Calcul de débit de la solution d'hypochlorite à pomper : Facteur de dilution

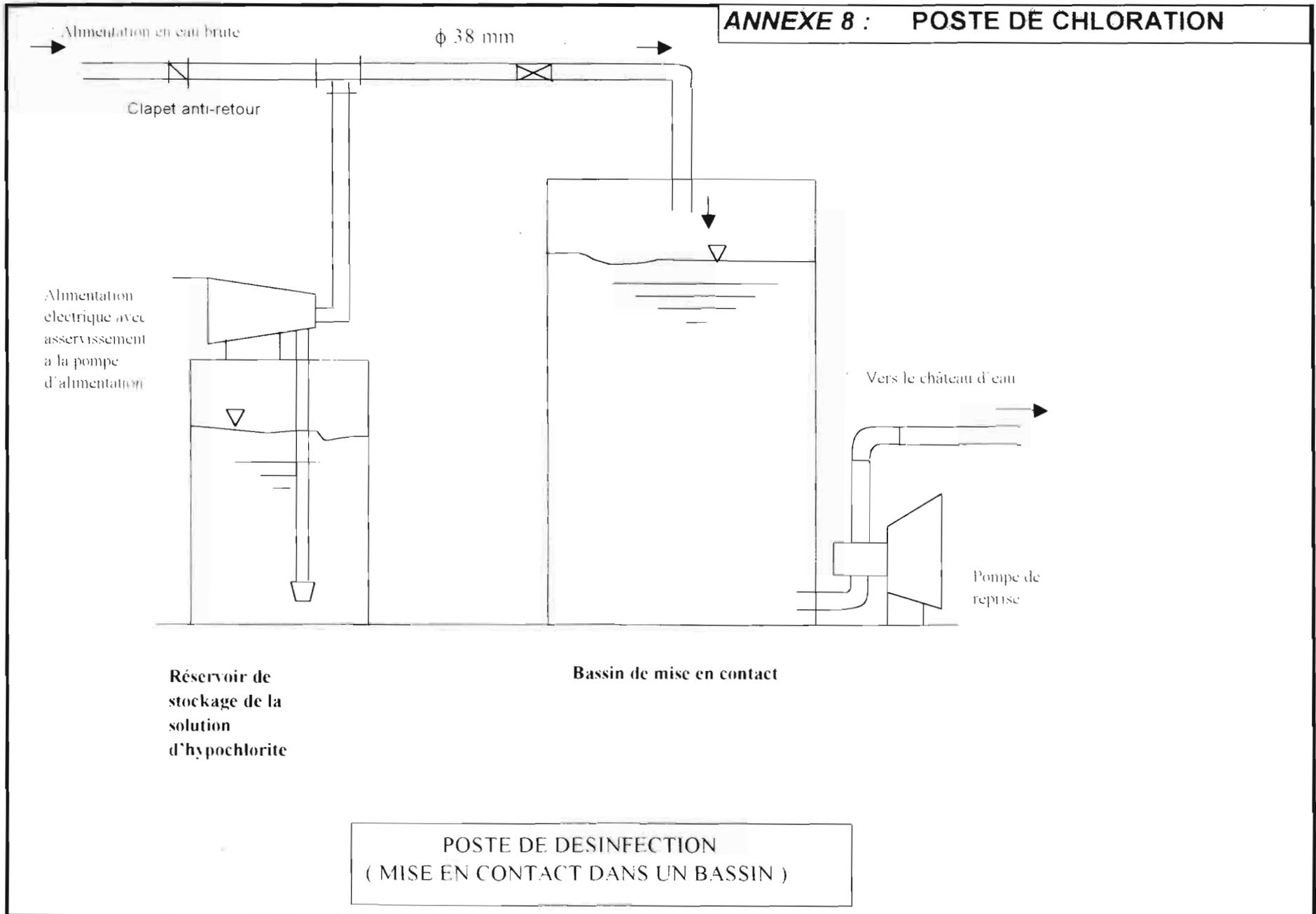
Débites de la pompe d'alimentation (l/s)	Facteur de dilution pour la solution d'hypochlorite de sodium à 5 %	Débites de la pompe doseuse d'hypochlorite en l/s
< 0.1	20	$Q_{min} = 17.00 * Q$
		$Q_{max} = 170 * Q$
0.1 à 0.3	10	$Q_{min} = 8.50 * Q$
		$Q_{max} = 85 * Q$
> 0,3	5	$Q_{min} = 4.25 * Q$
		$Q_{max} = 42.50 * Q$

Réf : Traitement des eaux potables et usées Q
 Auteur : Raymond Desjardins

ANNEXE 7 : Valeur de K pour le calcul du temps de contact

Valeurs du pH	Température de l'eau		
	10°C ou plus chaud	7°C	4°C ou plus froid
6.5	K = 4	K = 5	K = 6
7	8	10	12
7.5	12	15	18
8	16	20	24
8.5	20	25	30
9	24	30	36

Réf. : Traitement des eaux potables et usées Q
Auteur Raymond Desjardins



Annexe 9 : COEFFICIENT D'IRREGULARITE (DE POINTE)

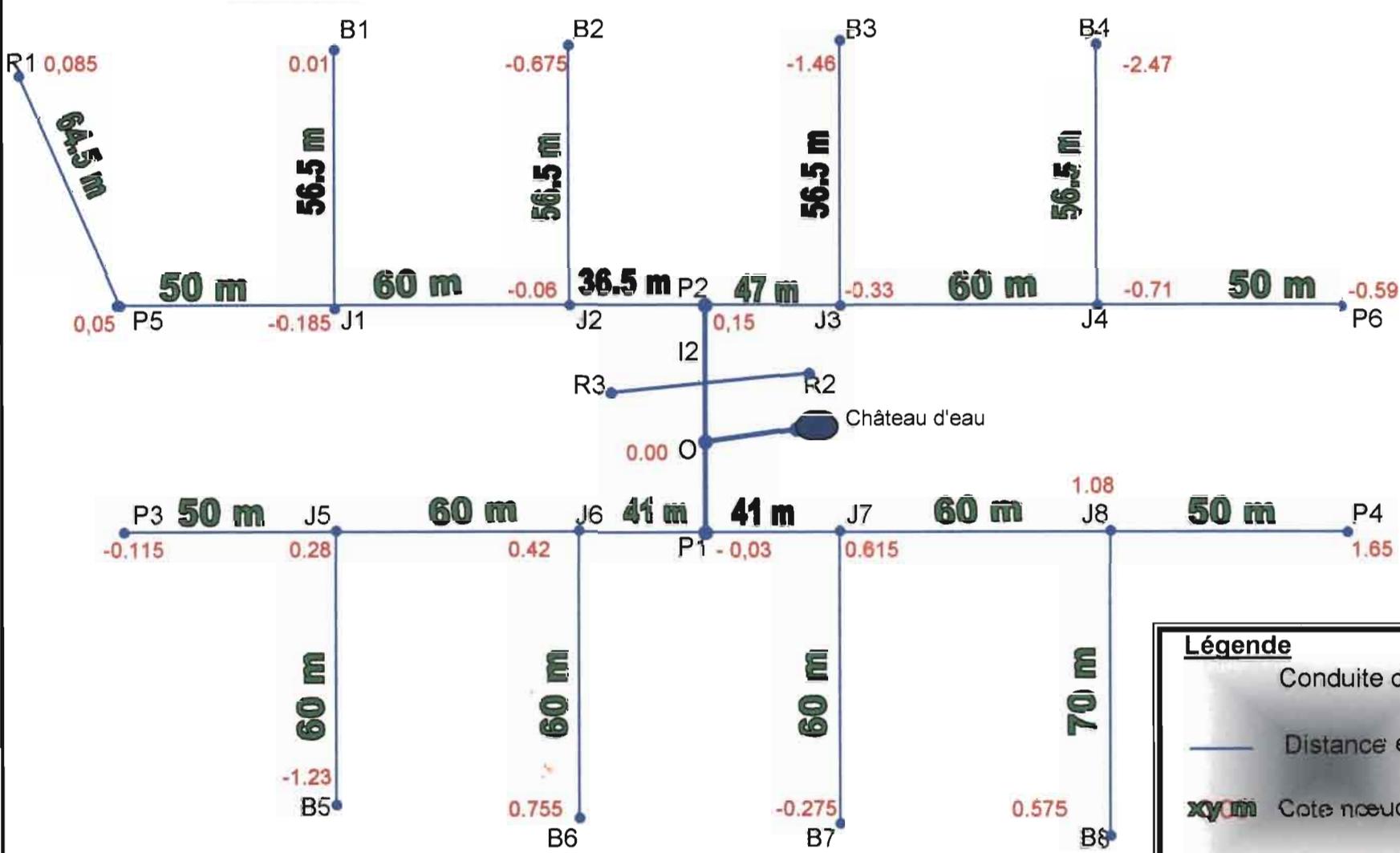
CONSOMMATION MINIMALE ET MAXIMALE :

Facteur de pointe suggérés pour le design en pourcentage de la consommation moyenne journalière de l'année.

Pointe de consommation	POPULATION			
	Moins de 100000		Plus de 100000	
	maximum %	minimum %	maximum %	minimum %
Mensuelle	120 - 150	75 - 90	110 - 130	80 - 90
Journalière	150 - 250	50 - 75	125 - 175	60 - 80
Horaire	300 - 400	25 - 50	200 - 300	50 - 75

Référence : Babbit and Doland, Water Supply Engineerings.
5e édition. McGraw-Hill Book, 1955, page 44.

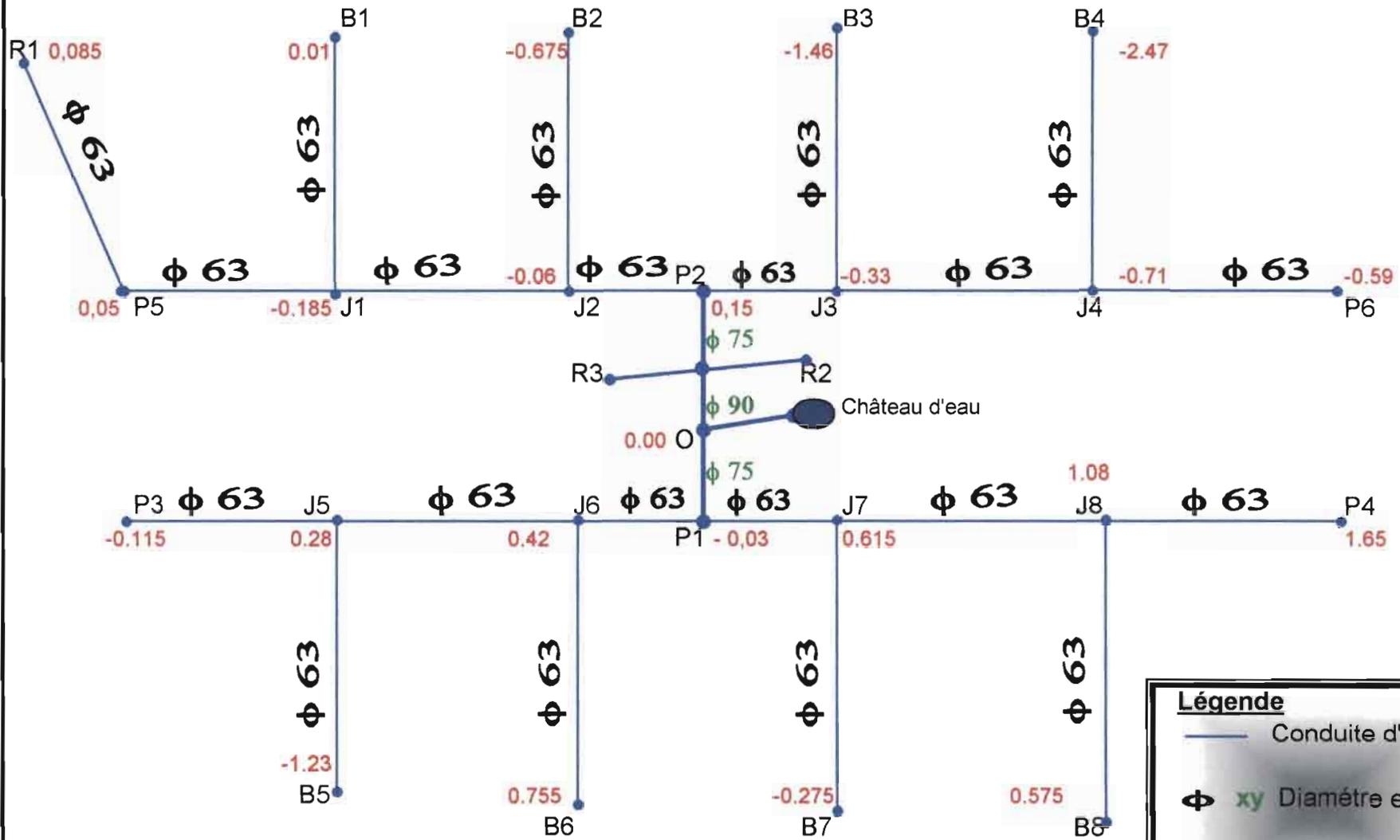
ANNEXES 10 : PLAN DE L'OSSATURE DU RESEAU PROJETE (Avec branchements privés)



Légende

- Conduite d'eau
- Distance en m
- Cote nœud en m

PLAN DE DU RESEAU FINAL (Avec branchements privés)



Légende

- Conduite d'eau
- φ xy Diamètre en mm
- 0,00 Cote nœud en m

ANNEXE 11 : Résultats de dimensionnement du réseau avec BP

PROGRAMME WATCAD (c)

VERSION 2.1 FEVRIER 1987

PAR : SIAT INFORMATIQUE INC.
549 ST-THOMAS, BUREAU 104
LONGUEUIL, (QUEBEC)

J4H 3A7
TEL.: (514) 677-5653

CETTE COPIE DU PROGRAMME WATCAD EST VOTRE PROPRIETE EXCLUSIVE,
TOUTE UTILISATION DU PROGRAMME PAR D'AUTRES EST INTERDITE
SANS LA PERMISSION EXPLICITE DE SIAT INFORMATIQUE INC.

TITRE: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PROJETE (AVEC BRANCHEMENTS PRIVES)

INFORMATIONS GENERALES *****

NOM DU FICHIER DU RESEAU _____ :	RESBP
NOMBRE DE NOEUDS _____ :	28
NOMBRE DE CONDUITES _____ :	27
NOMBRE DE POMPES _____ :	0
NOMBRE DE CLAPETS _____ :	0
NOMBRE DE REDUCTEURS _____ :	0
TOLERANCE DESIREE SUR LE DEBIT _____ :	0.0001 (MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS MAXIMUM _____ :	30

ANALYSE *****

TOLERANCE OBTENUE SUR LE DEBIT _____ :	0.0000 (MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS _____ :	11
CONSOMMATION TOTALE DU RESEAU _____ :	-2.5896 (MCH)
DATE DE L'ANALYSE _____ :	06-03-02
HEURE DE L'ANALYSE _____ :	08:36:17

*** TABLEAU DES NOEUDS ***

# NOEUDS	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	VALEURS IMPOSEES
O	0.00	0.00	11.50 (m)
I2	0.00	0.00	
R1	0.03	0.09	
R2	0.03	0.00	
R3	0.09	0.00	
R4	0.02	-0.28	
P1	0.00	-0.03	
P2	0.00	0.15	
J1	0.04	-0.19	
J2	0.00	-0.06	
J3	0.00	-0.33	
J4	0.13	-0.71	
J5	0.04	0.28	
J6	0.00	0.42	
J7	0.00	0.62	
J8	0.13	1.08	
P3	0.05	-0.12	
P4	0.10	1.65	
P5	0.05	0.05	
P6	0.10	-0.59	
B1	0.04	0.01	
B2	0.17	-0.68	
B3	0.25	-1.46	
B4	0.29	-2.47	
B5	0.33	-1.23	
B6	0.16	0.75	
B7	0.19	-0.28	
B8	0.33	0.57	

*** TABLEAU DES CONDUITES ***

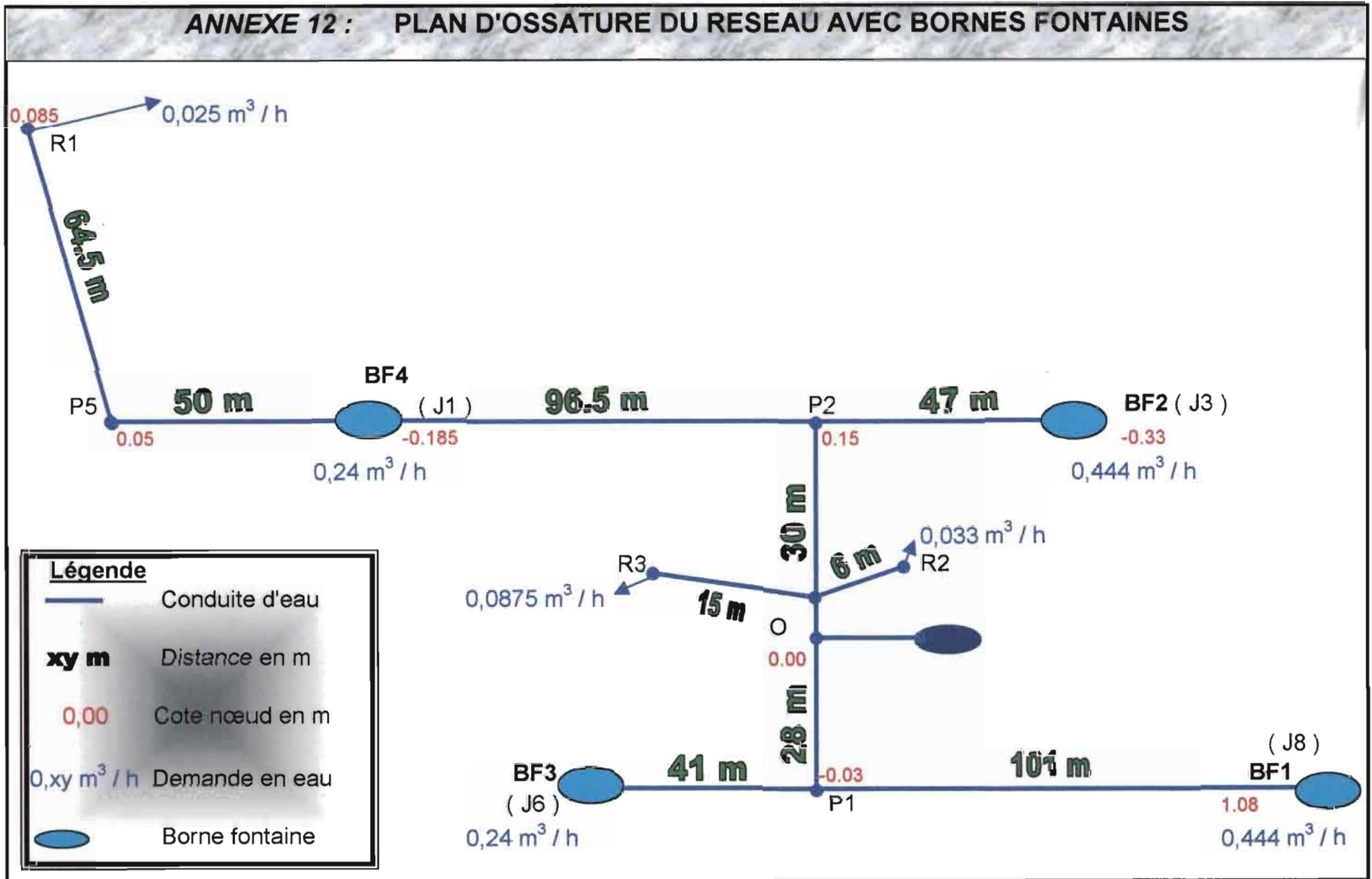
DU NOEUD I	AU NOEUD J	COEF H.W	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
O	I2	130.00	83.00	1.65
I2	R2	130.00	57.00	6.60
I2	R3	130.00	57.00	16.50
I2	P2	130.00	69.00	33.00
O	P1	130.00	69.00	30.80
P2	J2	130.00	57.00	40.15
P2	J3	130.00	57.00	51.70
J2	B2	130.00	57.00	62.15
J3	B3	130.00	57.00	62.15
J2	J1	130.00	57.00	66.00
J1	B1	130.00	57.00	62.15
J1	P5	130.00	57.00	55.00
P5	R1	130.00	57.00	70.95
J3	J4	130.00	57.00	66.00
J4	B4	130.00	57.00	62.15
J4	P6	130.00	57.00	55.00
P1	J6	130.00	57.00	45.10
J6	B6	130.00	57.00	66.00
P1	J7	130.00	57.00	45.10
J7	B7	130.00	57.00	66.00
J6	J5	130.00	57.00	66.00
J5	B5	130.00	57.00	66.00
J5	P3	130.00	57.00	55.00
J7	J8	130.00	57.00	66.00
J8	B8	130.00	57.00	77.00
J8	P4	130.00	57.00	55.00
B7	R4	130.00	57.00	11.00

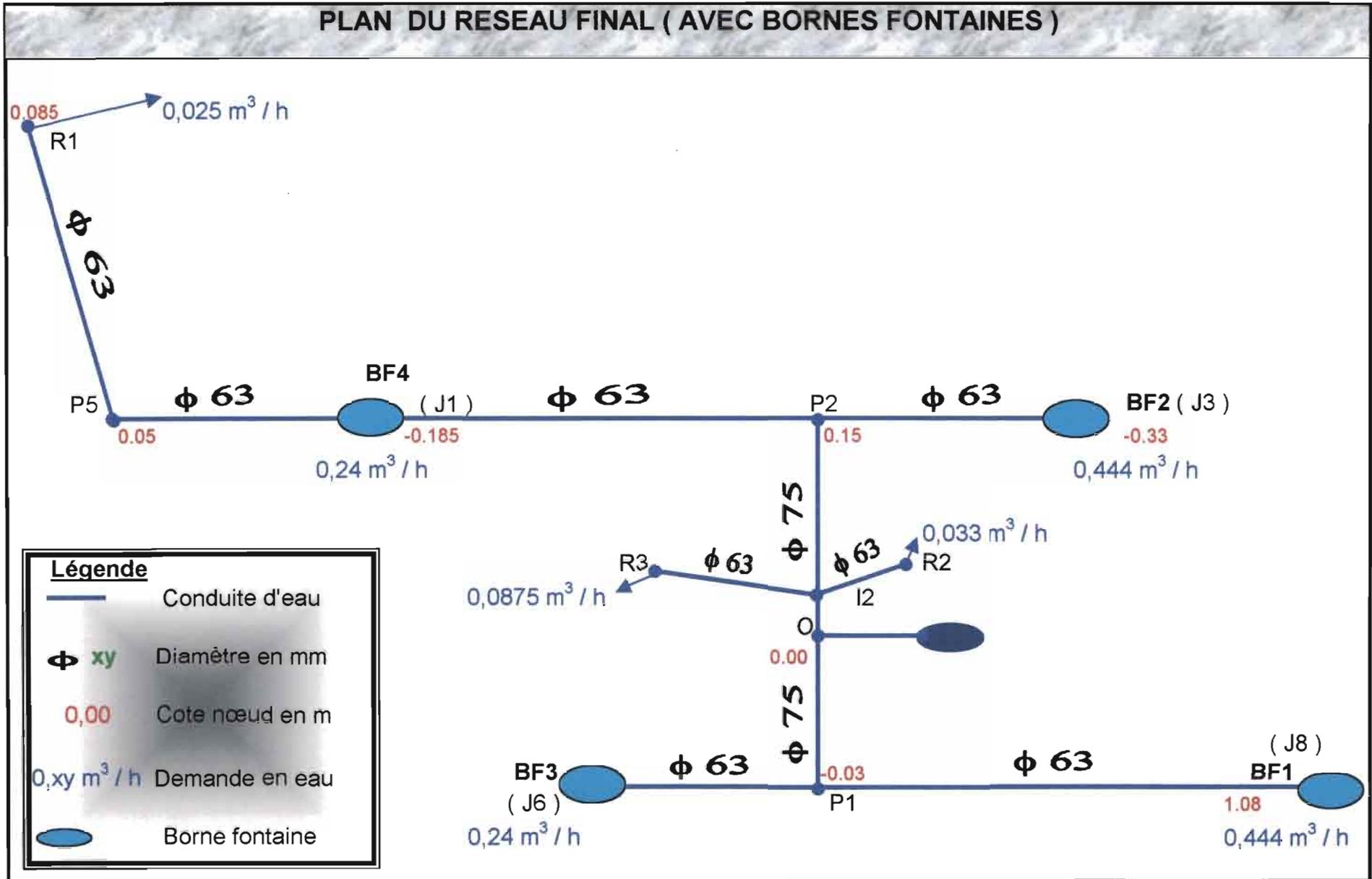
*** RESULTATS DES DEBITS ***

LIENS	DIAM.	CHW	LONG.	DEBIT	PERTE	VITESSE
NOEUD I NOEUD J	(mm)		(m)	(MCH)	(m)	(m/s)
O I2	83.0	130.	1.6	1.23	0.00	0.06
I2 R2	57.0	130.	6.6	0.03	0.00	0.00
I2 R3	57.0	130.	16.5	0.09	0.00	0.01
I2 P2	69.0	130.	33.0	1.11	0.01	0.08
O P1	69.0	130.	30.8	1.36	0.01	0.10
P2 J2	57.0	130.	40.2	0.34	0.00	0.04
P2 J3	57.0	130.	51.7	0.77	0.01	0.08
J2 B2	57.0	130.	62.2	0.17	0.00	0.02
J3 B3	57.0	130.	62.2	0.25	0.00	0.03
J2 J1	57.0	130.	66.0	0.17	0.00	0.02
J1 B1	57.0	130.	62.2	0.04	0.00	0.00
J1 P5	57.0	130.	55.0	0.08	0.00	0.01
P5 R1	57.0	130.	70.9	0.03	0.00	0.00
J3 J4	57.0	130.	66.0	0.52	0.01	0.06
J4 B4	57.0	130.	62.2	0.29	0.00	0.03
J4 P6	57.0	130.	55.0	0.10	0.00	0.01
P1 J6	57.0	130.	45.1	0.59	0.01	0.06
J6 B6	57.0	130.	66.0	0.16	0.00	0.02
P1 J7	57.0	130.	45.1	0.77	0.01	0.08
J7 B7	57.0	130.	66.0	0.21	0.00	0.02
J6 J5	57.0	130.	66.0	0.43	0.01	0.05
J5 B5	57.0	130.	66.0	0.33	0.00	0.04
J5 P3	57.0	130.	55.0	0.05	0.00	0.01
J7 J8	57.0	130.	66.0	0.56	0.01	0.06
J8 B8	57.0	130.	77.0	0.33	0.00	0.04
J8 P4	57.0	130.	55.0	0.10	0.00	0.01
B7 R4	57.0	130.	11.0	0.02	0.00	0.00

*** RESULTATS DES PRESSIONS ***

NOEUD	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	HAUTEUR PIEZOMETRIQUE (m)	PRESSION (kPa)
O	-2.59	0.00	11.50	112.82
I2	0.00	0.00	11.50	112.81
R1	0.03	0.09	11.49	111.89
R2	0.03	0.00	11.50	112.81
R3	0.09	0.00	11.50	112.81
R4	0.02	-0.28	11.48	115.31
P1	0.00	-0.03	11.49	113.03
P2	0.00	0.15	11.49	111.28
J1	0.04	-0.19	11.49	114.54
J2	0.00	-0.06	11.49	113.32
J3	0.00	-0.33	11.48	115.87
J4	0.13	-0.71	11.47	119.52
J5	0.04	0.28	11.48	109.87
J6	0.00	0.42	11.49	108.55
J7	0.00	0.62	11.48	106.59
J8	0.13	1.08	11.47	101.95
P3	0.05	-0.12	11.48	113.75
P4	0.10	1.65	11.47	96.35
P5	0.05	0.05	11.49	112.23
P6	0.10	-0.59	11.47	118.34
B1	0.04	0.01	11.49	112.63
B2	0.17	-0.68	11.49	119.35
B3	0.25	-1.46	11.48	126.94
B4	0.29	-2.47	11.47	136.77
B5	0.33	-1.23	11.48	124.65
B6	0.16	0.75	11.48	105.26
B7	0.19	-0.28	11.48	115.31
B8	0.33	0.57	11.47	106.86





ANNEXE 13 : Résultats de dimensionnement du réseau avec BF

PROGRAMME WATCAD (c)

VERSION 2.1 FEVRIER 1987

PAR : SIAT INFORMATIQUE INC.
549 ST-THOMAS, BUREAU 104
LONGUEUIL, (QUEBEC)
J4H 3A7
TEL.: (514) 677-5653

TITRE: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU AVEC
BORNES FONTAINES

INFORMATIONS GENERALES

NOM DU FICHIER DU RESEAU _____ :	RESBF
NOMBRE DE NOEUDS _____ :	12
NOMBRE DE CONDUITES _____ :	11
NOMBRE DE POMPES _____ :	0
NOMBRE DE CLAPETS _____ :	0
NOMBRE DE REDUCTEURS _____ :	0
TOLERANCE DESIREE SUR LE DEBIT _____ :	0.0001 (MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS MAXIMUM _____ :	30

ANALYSE

TOLERANCE OBTENUE SUR LE DEBIT _____ :	0.0000 (MCH)
NOMBRE D'ITERATIONS _____ :	11
CONSUMMATION TOTALE DU RESEAU _____ :	-1.5135 (MCH)
DATE DE L'ANALYSE _____ :	06-02-02
HEURE DE L'ANALYSE _____ :	12:35:45

*** TABLEAU DES NOEUDS ***

# NOEUDS	CONSOMMATION (MCH)	ELEVATION (m)	VALEURS IMPOSEES
O	0.00	0.00	11.50 (m)
I2	0.00	0.00	
R1	0.03	0.09	
R2	0.03	0.00	
R3	0.09	0.00	
P1	0.00	-0.03	
P2	0.00	0.15	
J1	0.24	-0.19	
J3	0.44	-0.33	
J6	0.24	0.42	
J8	0.44	1.08	
P5	0.00	0.05	

*** TABLEAU DES CONDUITES ***

DU NOEUD I	AU NOEUD J	COEF H.W	DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
O	I2	130.00	69.00	1.65
I2	R2	130.00	57.00	6.60
I2	R3	130.00	57.00	16.50
I2	P2	130.00	69.00	33.00
O	P1	130.00	69.00	30.80
P2	J3	130.00	57.00	51.70
J1	P5	130.00	57.00	55.00
P5	R1	130.00	57.00	70.95
P1	J6	130.00	57.00	45.10
P1	J8	130.00	57.00	111.10
P2	J1	130.00	57.00	106.15

*** RESULTATS DES DEBITS ***

LIENS	DIAM.	CHW	LONG.	DEBIT	PERTE	VITESSE
NOEUD I NOEUD J	(mm)		(m)	(MCH)	(m)	(m/s)
O I2	69.0	130.	1.6	0.83	0.00	0.06
I2 R2	57.0	130.	6.6	0.03	0.00	0.00
I2 R3	57.0	130.	16.5	0.09	0.00	0.01
I2 P2	69.0	130.	33.0	0.71	0.00	0.05
O P1	69.0	130.	30.8	0.68	0.00	0.05
P2 J3	57.0	130.	51.7	0.44	0.00	0.05
J1 P5	57.0	130.	55.0	0.02	0.00	0.00
P5 R1	57.0	130.	70.9	0.03	0.00	0.00
P1 J6	57.0	130.	45.1	0.24	0.00	0.03
P1 J8	57.0	130.	111.1	0.44	0.01	0.05
P2 J1	57.0	130.	106.2	0.26	0.00	0.03

*** RESULTATS DES PRESSIONS ***

NOEUD	CONSOMMATION	ELEVATION	HAUTEUR PIEZOMETRIQUE	PRESSION
	(MCH)	(m)	(m)	(kPa)
O	-1.51	0.00	11.50	112.82
I2	0.00	0.00	11.50	112.81
R1	0.03	0.09	11.49	111.92
R2	0.03	0.00	11.50	112.81
R3	0.09	0.00	11.50	112.81
P1	0.00	-0.03	11.50	113.09
P2	0.00	0.15	11.50	111.32
J1	0.24	-0.19	11.49	114.57
J3	0.44	-0.33	11.49	115.98
J6	0.24	0.42	11.50	108.66
J8	0.44	1.08	11.49	102.10
P5	0.00	0.05	11.49	112.26

ANNEXE 14 : Bordereau des prix des conduites

Auteur de projet: D.G.P.B. Dakar

Num.	Désignation	Description	Un.	Pr. Entr.
268	RACCORD UNION 26/34		PC	3800
269	TUBE GALVA 33/42		M1	4000
270	COURBE GALVA 33/42		PC	2010
271	MAMELON GALVA 33/42		PC	1738
272	TE GALVA 33/42		PC	2677
273	RACCORD UNION 33/42		PC	4600
274	TUBE GALVA 40/49		M1	5000
275	COURBE GALVA 40/49		PC	3000
276	MAMELON 40/49		PC	2762
277	TE GALVA 40/49		PC	3652
278	RACCORD UNION GALVA 40/49		PC	5600
279	TUYAU PVC PRESSION 10 BARS 20		M1	1527
280	TUYAU PVC 25 PRESSION 10 BARS		M1	1943
281	TUYAU PVC 32 PRESSION 10 BARS		M1	3196
282	TUYAU PVC 40 PRESSION 10 BARS		M1	3600
283	TUBE PVC DIAMETRE 32-3,2		M1	2043
284	TUBE PVC DIAMETRE 40-3,2		M1	2197
285	TUBE PVC DIAMETRE 63-3,2		M1	4017
286	TUBE PVC DIAMETRE 75-3,2		M1	5725
287	TUBE PVC DIAMETRE 110-3,2		M1	6240
288	TUBE PVC DIAMETRE 125-3,2		M1	7201
289	TUBE PVC DIAMETRE 160-3,6		M1	9001
290	TUBE PVC DIAMETRE 200-3,6		M1	15871
291	VANNE D'ARRRET 15/21		PC	4500
292	VANNE D'ARRRET 20/27		PC	5667
293	VANNE D'ARRRET 26/34		PC	8501
294	VANNE D'ARRRET 33/42		PC	11251
295	VANNE D'ARRRET 40/49		PC	15661
296	VANNE D'ARRRET 50/60		PC	23582
297	ROBINET DE PUISAGE 15/21		PC	4709
298	ROBINET DE PUISAGE 20/27		PC	5250
299	ROBINET D'ARRRET 15/21		PC	4200
300	ROBINET D'ARRRET 20/27		PC	5167
301	CLAPET LAITON 26/34		PC	10301
302	CLAPET LAITON 20/27		PC	9001
303	CLAPET LAITON 40/49		PC	18181
304	CLAPET LAITON 33/42		PC	14334
305	CLAPET LAITON 50/60		PC	23911
306	CRISTINE PVC 26/34		PC	9901
307	CRISTINE PVC 33/42		PC	13501
308	CRISTINE PVC 40/49		PC	17101
309	CRISTINE PVC 50/60		PC	24302
310	ROBINET FLOTTEUR 15/21		PC	11665
311	ROBINET FLOTTEUR 20/27		PC	19250
312	ROBINET FLOTTEUR 26/34		PC	28250
313	ROBINET FLOTTEUR 33/42		PC	40000
314	ROBINET FLOTTEUR 40/49		PC	46000
315	BOULE FLOTTEUR PVC 200		PC	7800
316	BOULE FLOTTEUR PVC 250		PC	9000
317	BOULE FLOTTEUR CUIVRE 200		PC	19500
318	BOULE FLOTTEUR CUIVRE 250		PC	24500
319	ROBINET FLOTTEUR 50/60		PC	60000
320	BOULE FLOTTEUR CUIVRE 300		PC	36000
321	RESERVOIR EN PLASTIQUE 250 L		PC	98175
322	CITERNE EN PLASTIQUE 500 L		PC	179931
323	CITERNE EN PLASTIQUE 1000 L		PC	321692
324	FUT EN PLASTIQUE 1500 LITRES		PC	450036
325	CITERNE EN PLASTIQUE 2000 L		PC	525042

Tableau 1 : Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées.
Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T

α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ
0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10	0,160
0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10	0,162
0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10	0,164
0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10	0,166
0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10	0,168
0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10	0,170
0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10	0,172
0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10	0,174
0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10	0,176
0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10	0,178
0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10	0,180
0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10	0,182
0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10	0,184
0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10	0,186
0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83	0,188
0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67	0,190
0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52	0,192
0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36	0,194
0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21	0,196
0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07	0,198
0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92	0,200
0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78	0,202
0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64	0,204
0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51	0,206
0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37	0,208
0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24	0,210
0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12	0,212
0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99	0,214
0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87	0,216
0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75	0,218
0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63	0,220
0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51	0,222
0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40	0,224
0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28	0,226
0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17	0,228
0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06	0,230
0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95	0,232
0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85	0,234
0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74	0,236
0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64	0,238

diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et 1000 ϵ_s , en fonction de μ
voir deuxième partie, chapitre II, section II.

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,211	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

Tableau 1 : Coefficient μ et β pour le calcul de la section d'armatures

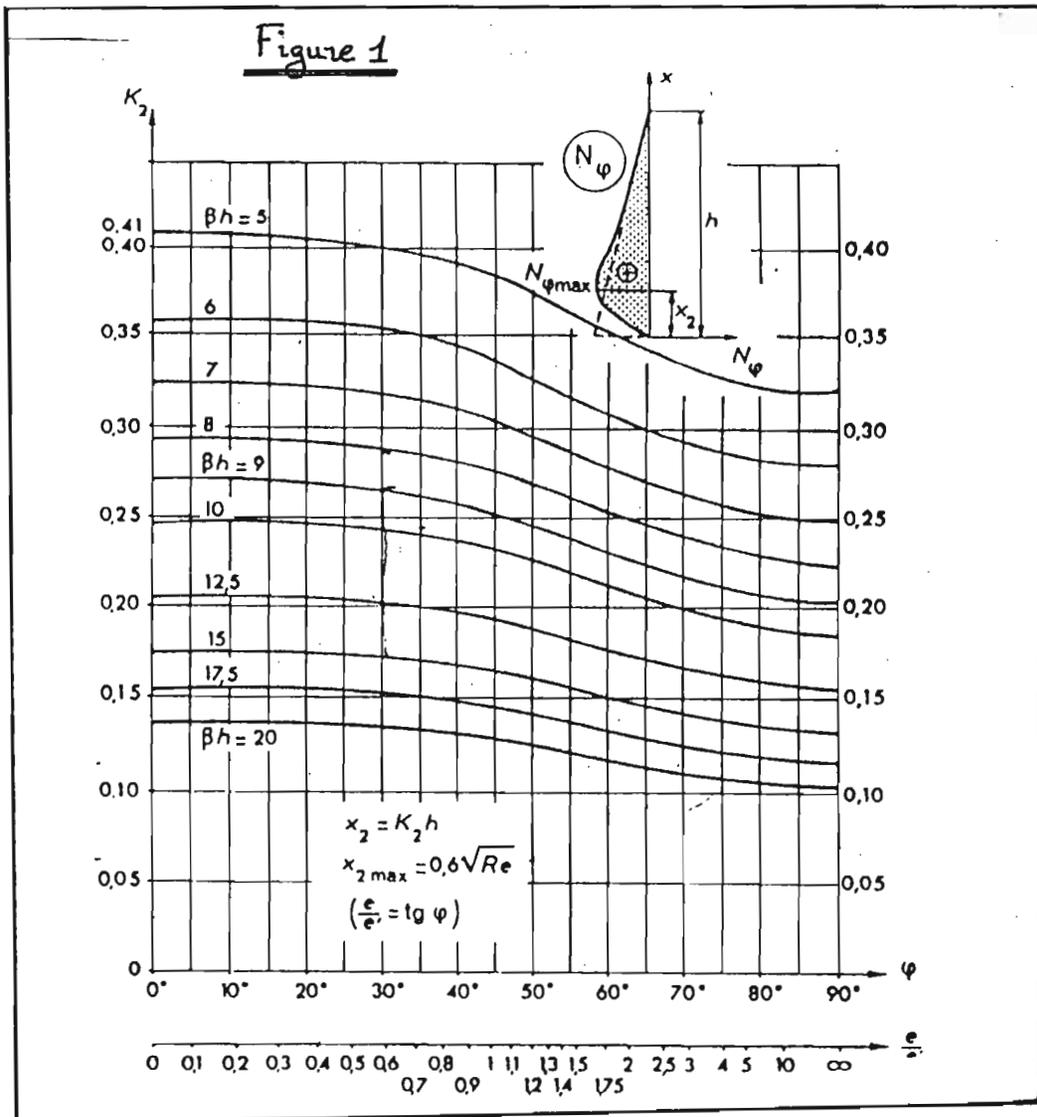
ANNEXE 15

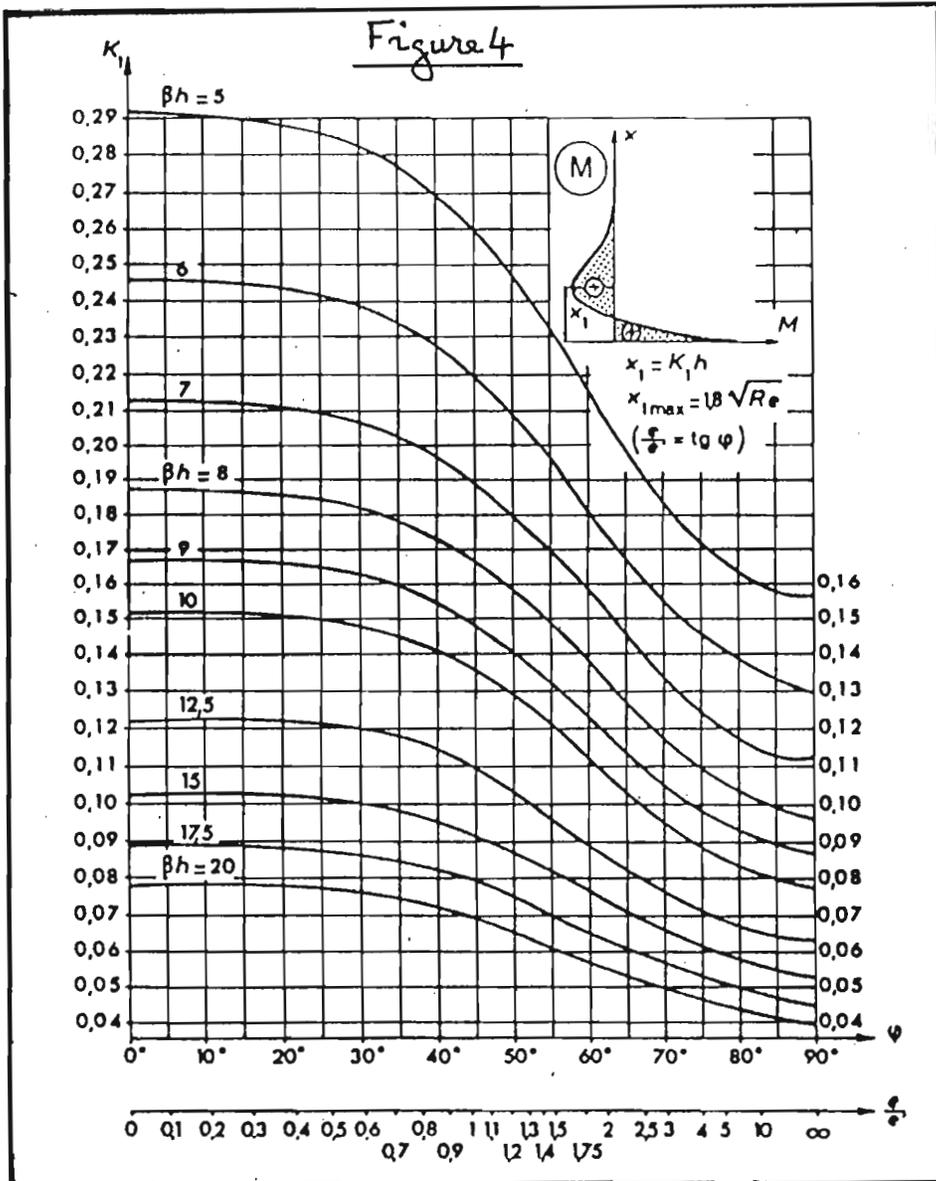
Tableau 2 : Coefficient β_1 et K pour le calcul de la section d'armatures à l'ELS

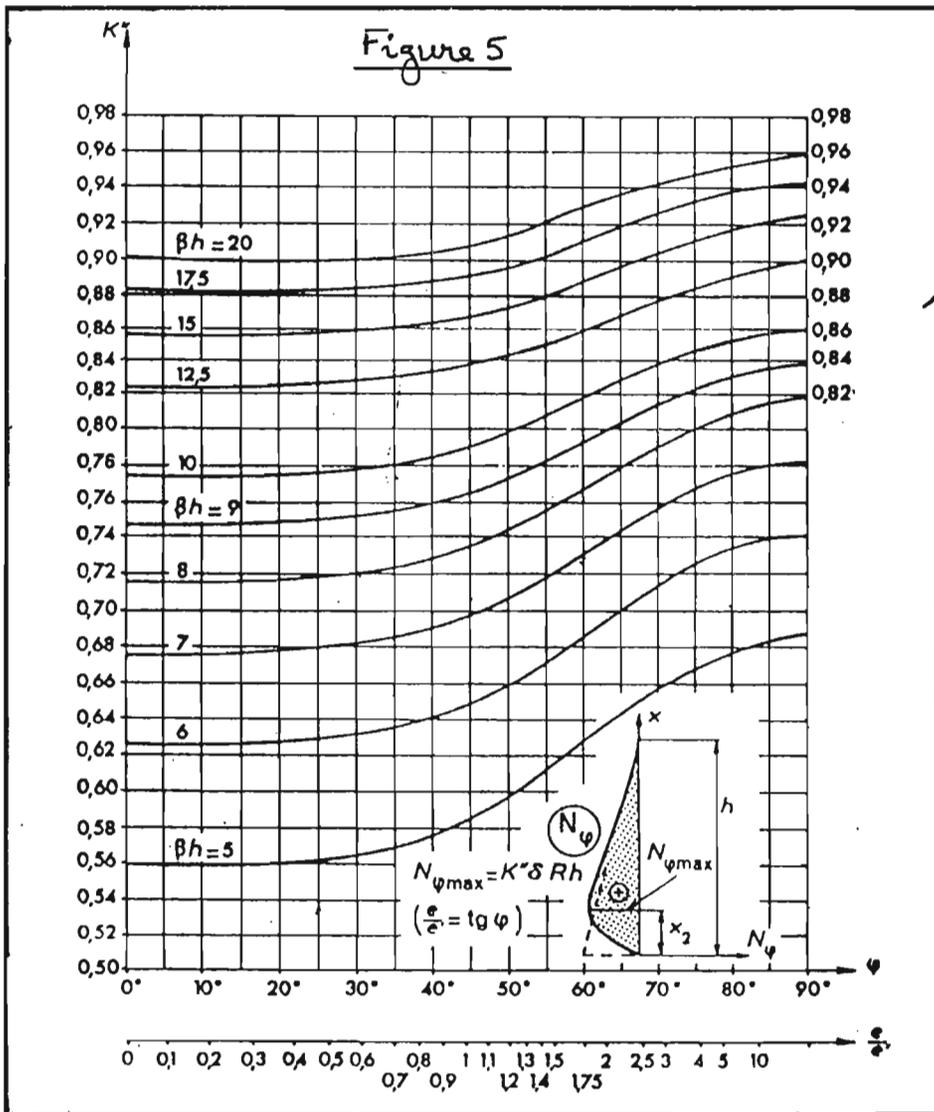
Valeurs de β_1 , k et ρ_1 en fonction de μ_1

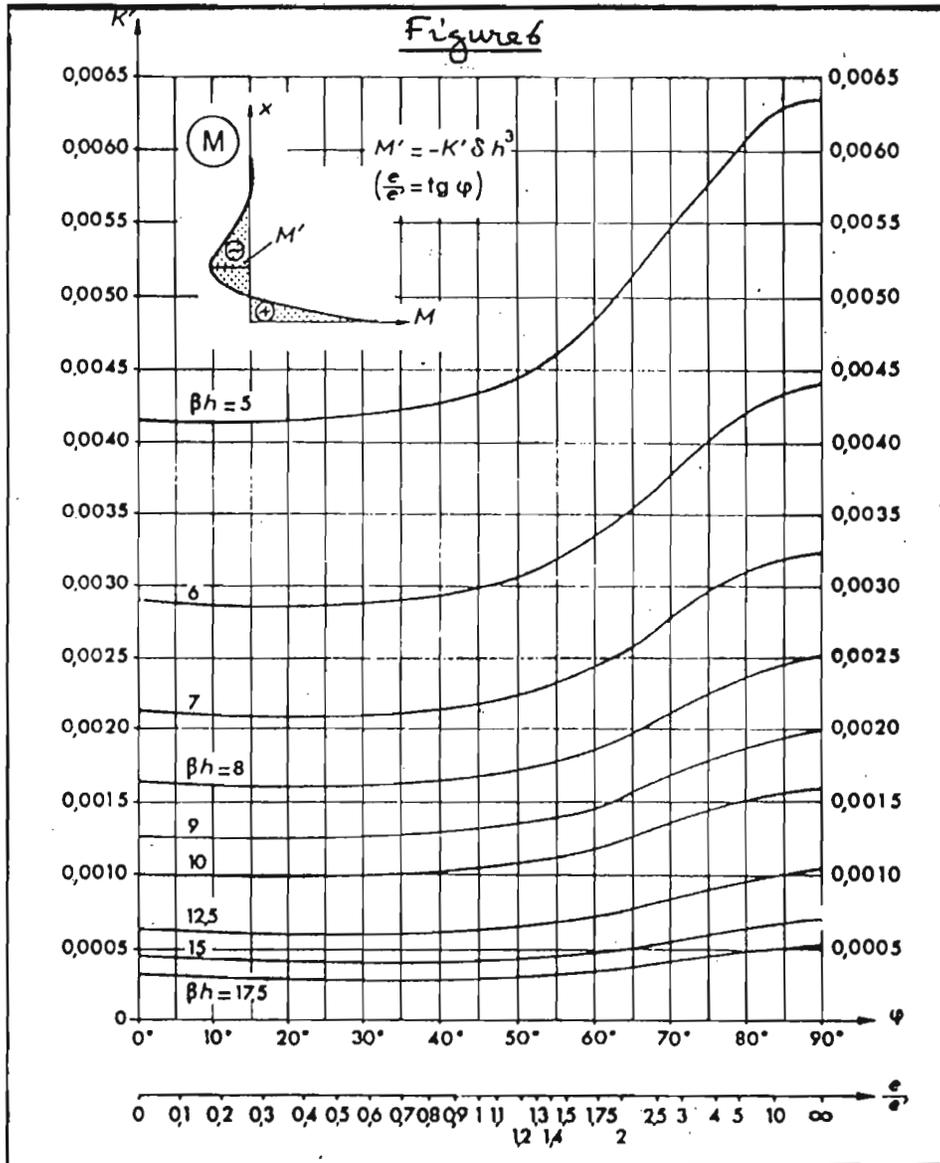
μ_1	β_1	k	ρ_1	μ_1	β_1	k	ρ_1	μ_1	β_1	k	ρ_1
0,5222	0,680	1,600	76,80	0,0394	0,770	0,148	5,12	0,0087	0,860	0,048	1,01
0,4498	0,682	1,382	65,95	0,0381	0,772	0,144	4,93	0,0084	0,862	0,047	0,97
0,3940	0,684	1,215	57,61	0,0368	0,774	0,140	4,76	0,0081	0,864	0,046	0,94
0,3498	0,686	1,082	51,00	0,0356	0,776	0,137	4,59	0,0078	0,866	0,045	0,90
0,3139	0,688	0,975	45,63	0,0344	0,778	0,133	4,43	0,0075	0,868	0,044	0,87
0,2842	0,690	0,886	41,19	0,0333	0,780	0,129	4,27	0,0072	0,870	0,043	0,83
0,2591	0,692	0,812	37,45	0,0322	0,782	0,126	4,12	0,0070	0,872	0,042	0,80
0,2377	0,694	0,746	34,26	0,0312	0,784	0,123	3,98	0,0067	0,874	0,041	0,77
0,2193	0,696	0,691	31,51	0,0302	0,786	0,120	3,84	0,0064	0,876	0,039	0,73
0,2032	0,698	0,642	29,11	0,0292	0,788	0,117	3,70	0,0061	0,878	0,038	0,70
0,1890	0,700	0,600	27,00	0,0282	0,790	0,114	3,58	0,0059	0,880	0,037	0,67
0,1764	0,702	0,562	25,13	0,0273	0,792	0,111	3,45	0,0057	0,882	0,037	0,65
0,1652	0,704	0,528	23,47	0,0265	0,794	0,108	3,33	0,0055	0,884	0,036	0,62
0,1551	0,706	0,498	21,97	0,0256	0,796	0,105	3,22	0,0052	0,886	0,035	0,59
0,1460	0,708	0,472	20,63	0,0248	0,798	0,103	3,11	0,0050	0,888	0,034	0,57
0,1378	0,710	0,446	19,41	0,0240	0,800	0,100	3,00	0,0048	0,890	0,033	0,54
0,1303	0,712	0,423	18,30	0,0232	0,802	0,097	2,90	0,0046	0,892	0,032	0,52
0,1233	0,714	0,403	17,28	0,0225	0,804	0,095	2,80	0,0044	0,894	0,031	0,49
0,1170	0,716	0,384	16,35	0,0218	0,806	0,093	2,70	0,0042	0,896	0,030	0,47
0,1112	0,718	0,366	15,49	0,0211	0,808	0,091	2,61	0,0040	0,898	0,029	0,45
0,1058	0,720	0,350	14,70	0,0204	0,810	0,088	2,52	0,0038	0,900	0,029	0,43
0,1008	0,722	0,335	13,97	0,0197	0,812	0,086	2,43	0,0034	0,905	0,027	0,38
0,0962	0,724	0,321	13,29	0,0191	0,814	0,084	2,35	0,0030	0,910	0,025	0,33
0,0919	0,726	0,308	12,65	0,0185	0,816	0,082	2,27	0,0026	0,915	0,023	0,29
0,0878	0,728	0,296	12,06	0,0179	0,818	0,080	2,19	0,0023	0,920	0,021	0,25
0,0840	0,730	0,284	11,51	0,0173	0,820	0,078	2,11	0,0020	0,925	0,019	0,22
0,0805	0,732	0,273	10,99	0,0168	0,822	0,076	2,04	0,0017	0,930	0,018	0,19
0,0771	0,734	0,263	10,51	0,0162	0,824	0,075	1,97	0,0015	0,935	0,016	0,16
0,0740	0,736	0,254	10,05	0,0157	0,826	0,073	1,90	0,0012	0,940	0,015	0,13
0,0710	0,738	0,245	9,62	0,0152	0,828	0,071	1,83	0,0010	0,945	0,013	0,11
0,0682	0,740	0,236	9,22	0,0147	0,830	0,069	1,77	0,0008	0,950	0,012	0,09
0,0656	0,742	0,228	8,84	0,0142	0,832	0,068	1,71	0,0007	0,955	0,010	0,07
0,0630	0,744	0,221	8,47	0,0137	0,834	0,066	1,65	0,0005	0,960	0,009	0,05
0,0606	0,746	0,214	8,13	0,0133	0,836	0,065	1,59	0,0004	0,965	0,008	0,04
0,0584	0,748	0,207	7,81	0,0128	0,838	0,063	1,53	0,0003	0,970	0,007	0,03
0,0562	0,750	0,200	7,50	0,0124	0,840	0,062	1,48	0,0002	0,975	0,005	0,02
0,0542	0,752	0,194	7,21	0,0120	0,842	0,060	1,42	0,0001	0,980	0,004	0,01
0,0522	0,754	0,188	6,93	0,0116	0,844	0,059	1,37	0,0000	0,990	0,002	0,00
0,0504	0,756	0,182	6,66	0,0112	0,846	0,057	1,32				
0,0486	0,758	0,177	6,41	0,0108	0,848	0,056	1,27				
0,0469	0,760	0,171	6,17	0,0104	0,850	0,055	1,23				
0,0453	0,762	0,166	5,94	0,0101	0,852	0,053	1,18				
0,0437	0,764	0,161	5,72	0,0097	0,854	0,052	1,14				
0,0422	0,766	0,157	5,51	0,0094	0,856	0,051	1,10				
0,0408	0,768	0,153	5,31	0,0090	0,858	0,049	1,05				

ANNEXE 16 : Abaques donnant K en fonction de e / e' et βh.

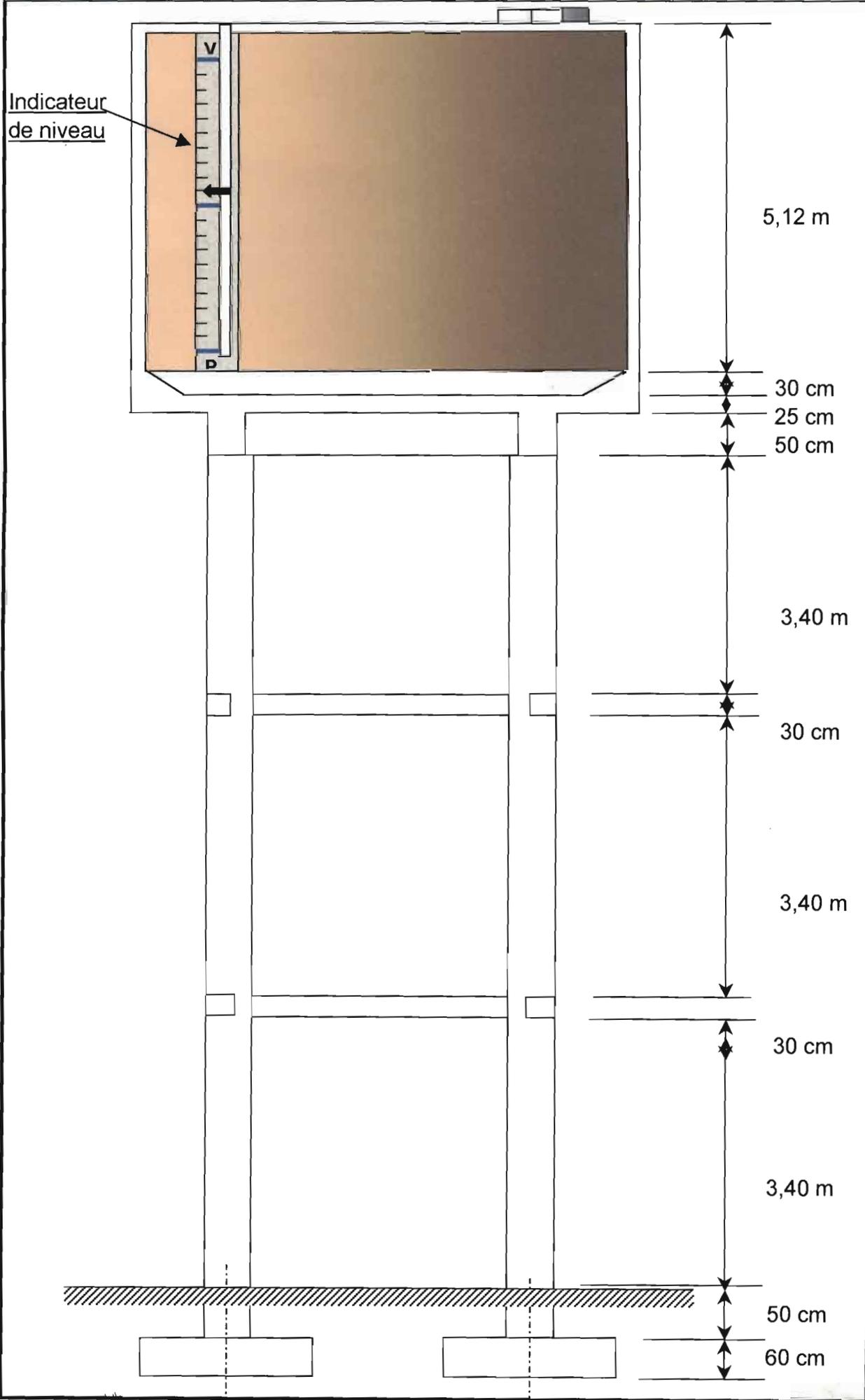




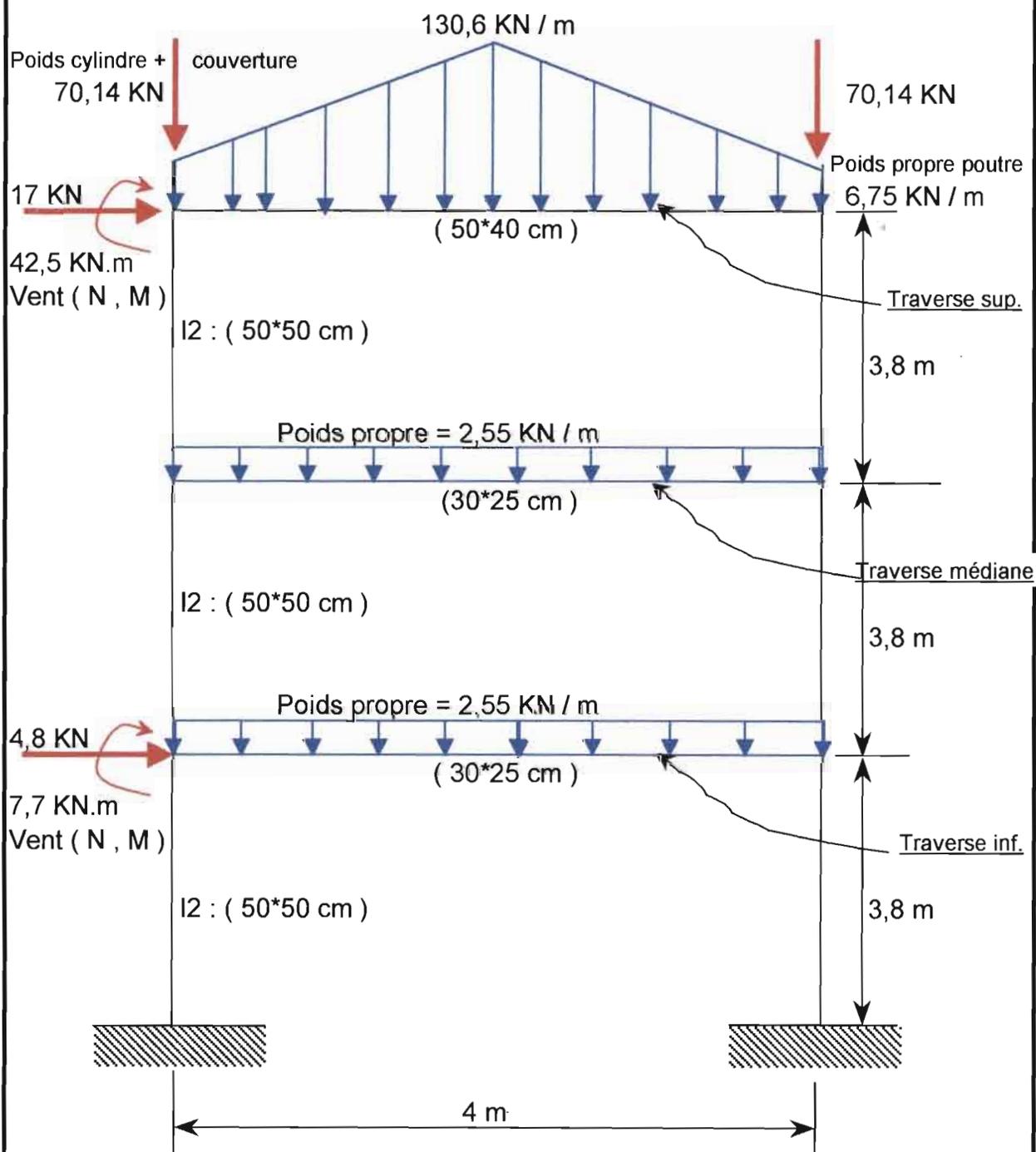




ANNEXE 17 : SCHEMA CHÂTEAU D'EAU DE 100 m³ SUR 11,50 m SOUS RADIER
(Projet de fin d'études)



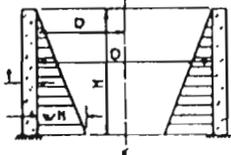
ANNEXE 18 : SCHEMA DE CHARGEMENT DE L'OSSATURE DU CHÂTEAU D'EAU



ANNEXE 19 : Moments et tensions quand la paroi est encastree dans la couverture

Table I

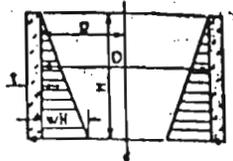
Tension in circular rings
Triangular load
Fixed base, free top
 $T = \text{coef.} \times wHR \text{ lb. per ft.}$
Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.149	+0.134	+0.120	+0.101	+0.082	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.263	+0.239	+0.218	+0.190	+0.160	+0.130	+0.096	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.283	+0.271	+0.254	+0.234	+0.209	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.266	+0.261	+0.266	+0.266	+0.250	+0.226	+0.185	+0.134	+0.076	+0.023
2.0	+0.234	+0.261	+0.273	+0.286	+0.286	+0.274	+0.232	+0.172	+0.104	+0.031
3.0	+0.134	+0.203	+0.267	+0.322	+0.357	+0.362	+0.330	+0.262	+0.157	+0.052
4.0	+0.067	+0.164	+0.256	+0.339	+0.403	+0.429	+0.409	+0.334	+0.210	+0.073
5.0	+0.026	+0.137	+0.245	+0.346	+0.428	+0.477	+0.469	+0.398	+0.269	+0.092
6.0	+0.018	+0.119	+0.234	+0.344	+0.441	+0.504	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	-0.011	+0.104	+0.218	+0.335	+0.443	+0.534	+0.575	+0.530	+0.381	+0.151
10.0	-0.011	+0.098	+0.208	+0.323	+0.437	+0.542	+0.608	+0.589	+0.440	+0.179
12.0	-0.005	+0.097	+0.202	+0.312	+0.429	+0.543	+0.628	+0.633	+0.494	+0.211
14.0	-0.002	+0.098	+0.200	+0.306	+0.420	+0.539	+0.639	+0.666	+0.541	+0.241
16.0	0.000	+0.099	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0.641	+0.687	+0.582	+0.265

Table II

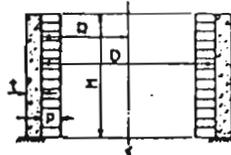
Tension in circular rings
Triangular load
Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times wHR \text{ lb. per ft.}$
Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.474	+0.440	+0.395	+0.352	+0.308	+0.264	+0.216	+0.166	+0.111	+0.067
0.8	+0.423	+0.402	+0.361	+0.358	+0.330	+0.297	+0.249	+0.202	+0.146	+0.078
1.2	+0.350	+0.356	+0.361	+0.362	+0.358	+0.343	+0.309	+0.266	+0.186	+0.096
1.6	+0.271	+0.303	+0.341	+0.369	+0.385	+0.362	+0.314	+0.233	+0.124	+0.051
2.0	+0.205	+0.260	+0.321	+0.373	+0.411	+0.434	+0.419	+0.389	+0.280	+0.161
3.0	+0.074	+0.179	+0.281	+0.376	+0.449	+0.506	+0.519	+0.479	+0.375	+0.210
4.0	+0.017	+0.137	+0.253	+0.367	+0.469	+0.545	+0.578	+0.553	+0.447	+0.256
5.0	-0.008	+0.114	+0.235	+0.356	+0.469	+0.562	+0.617	+0.606	+0.503	+0.294
6.0	-0.011	+0.103	+0.223	+0.343	+0.463	+0.566	+0.635	+0.643	+0.547	+0.327
8.0	-0.016	+0.096	+0.208	+0.324	+0.443	+0.564	+0.661	+0.697	+0.621	+0.386
10.0	-0.008	+0.095	+0.200	+0.311	+0.428	+0.552	+0.664	+0.730	+0.678	+0.433
12.0	-0.002	+0.097	+0.197	+0.302	+0.417	+0.541	+0.664	+0.750	+0.720	+0.477
14.0	0.000	+0.098	+0.197	+0.299	+0.408	+0.531	+0.669	+0.781	+0.782	+0.513
16.0	+0.002	+0.100	+0.198	+0.299	+0.403	+0.521	+0.660	+0.784	+0.776	+0.538

Table III

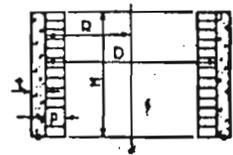
Tension in circular rings
Rectangular load
Fixed base, free top
 $T = \text{coef.} \times pR \text{ lb. per ft.}$
Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.842	+0.808	+0.431	+0.263	+0.277	+0.206	+0.146	+0.092	+0.046	+0.013
0.8	+1.082	+0.921	+0.796	+0.669	+0.542	+0.418	+0.289	+0.179	+0.089	+0.024
1.2	+1.218	+1.078	+0.946	+0.808	+0.666	+0.519	+0.378	+0.246	+0.127	+0.034
1.6	+1.287	+1.141	+1.009	+0.881	+0.742	+0.600	+0.449	+0.294	+0.163	+0.046
2.0	+1.253	+1.144	+1.041	+0.929	+0.806	+0.667	+0.514	+0.345	+0.186	+0.055
3.0	+1.160	+1.112	+1.081	+0.989	+0.912	+0.798	+0.646	+0.459	+0.258	+0.081
4.0	+1.085	+1.073	+1.057	+1.029	+0.977	+0.887	+0.746	+0.553	+0.322	+0.105
5.0	+1.037	+1.044	+1.047	+1.042	+1.015	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128
6.0	+1.010	+1.024	+1.038	+1.045	+1.034	+0.968	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149
8.0	+0.989	+1.005	+1.022	+1.036	+1.044	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189
10.0	+0.989	+0.998	+1.010	+1.023	+1.039	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226
12.0	+0.994	+0.997	+1.003	+1.014	+1.031	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262
14.0	+0.997	+0.998	+1.000	+1.007	+1.022	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294
16.0	+1.000	+0.999	+0.999	+1.003	+1.016	+1.032	+1.040	+0.975	+0.750	+0.321

Table IV

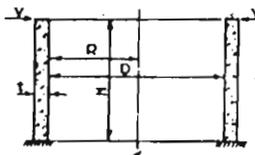
Tension in circular rings
Rectangular load
Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times pR \text{ lb. per ft.}$
Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+1.474	+1.340	+1.195	+1.052	+0.906	+0.764	+0.618	+0.468	+0.311	+0.164
0.8	+1.423	+1.302	+1.181	+1.068	+0.930	+0.797	+0.649	+0.502	+0.346	+0.166
1.2	+1.350	+1.255	+1.161	+1.062	+0.968	+0.843	+0.709	+0.568	+0.386	+0.198
1.6	+1.271	+1.203	+1.141	+1.069	+0.985	+0.885	+0.768	+0.614	+0.433	+0.224
2.0	+1.205	+1.160	+1.121	+1.073	+1.011	+0.934	+0.819	+0.669	+0.480	+0.261
3.0	+1.074	+1.079	+1.081	+1.075	+1.049	+1.004	+0.919	+0.779	+0.678	+0.310
4.0	+1.017	+1.037	+1.053	+1.067	+1.069	+1.048	+0.979	+0.853	+0.647	+0.356
5.0	+0.992	+1.014	+1.035	+1.056	+1.069	+1.062	+1.017	+0.906	+0.703	+0.394
6.0	+0.989	+1.003	+1.023	+1.043	+1.063	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
8.0	+0.985	+0.996	+1.008	+1.024	+1.043	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.466
10.0	+0.992	+0.995	+1.000	+1.011	+1.028	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
12.0	+0.998	+0.997	+0.997	+1.002	+1.017	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.577
14.0	+1.000	+0.998	+0.997	+0.999	+1.008	+1.031	+1.059	+1.061	+0.952	+0.613
16.0	+1.002	+1.000	+0.998	+0.999	+1.003	+1.021	+1.050	+1.064	+0.978	+0.636

Table V

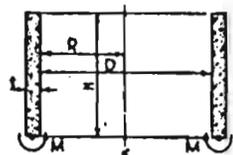
Tension in circular rings
Shear per ft., V, applied at top
Fixed base, free top
 $T = \text{coef.} \times VR/H \text{ lb. per ft.}$
Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point*									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	-1.57	-1.32	-1.08	-0.86	-0.65	-0.47	-0.31	-0.18	-0.08	-0.02
0.8	-3.09	-2.65	-2.04	-1.57	-1.15	-0.80	-0.51	-0.28	-0.13	-0.03
1.2	-3.96	-3.17	-2.44	-1.79	-1.25	-0.81	-0.48	-0.25	-0.10	-0.02
1.6	-4.67	-3.64	-2.60	-1.80	-1.17	-0.69	-0.36	-0.16	-0.05	-0.01
2.0	-6.12	-3.83	-2.68	-1.74	-1.02	-0.52	-0.21	-0.05	+0.01	+0.01
3.0	-6.32	-4.37	-2.70	-1.43	-0.58	-0.02	+0.15	+0.19	+0.13	+0.04
4.0	-7.34	-4.73	-2.60	-1.10	-0.19	+0.26	+0.38	+0.33	+0.19	+0.06
5.0	-8.22	-4.99	-2.45	-0.79	+0.11	+0.47	+0.50	+0.37	+0.20	+0.06
6.0	-9.02	-5.17	-2.27	-0.50	+0.34	+0.59	+0.53	+0.35	+0.17	+0.01
8.0	-10.42	-5.36	-1.86	-0.02	+0.63	+0.66	+0.46	+0.24	+0.09	+0.01
10.0	-11.67	-5.43	-1.43	+0.38	+0.78	+0.62	+0.33	+0.12	+0.02	0.00
12.0	-12.76	-5.41	-1.03	+0.63	+0.83	+0.52	+0.21	+0.04	-0.02	0.00
14.0	-13.77	-5.34	-0.68	+0.80	+0.81	+0.42	+0.13	0.00	-0.03	-0.01
16.0	-14.74	-5.22	-0.33	+0.96	+0.76	+0.32	+0.05	-0.04	-0.05	-0.02

Table VI

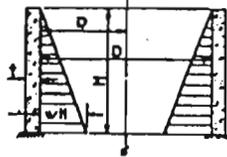
Tension in circular rings
Moment per ft., M, applied at base
Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times MR/H^2 \text{ lb. per ft.}$
Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point*									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+2.70	+2.50	+2.30	+2.12	+1.91	+1.69	+1.41	+1.13	+0.80	+0.44
0.8	+2.02	+2.06	+2.10	+2.14	+2.10	+2.02	+1.88	+1.75	+1.39	+0.80
1.2	+1.06	+1.42	+1.79	+2.03	+2.46	+2.65	+2.80	+2.80	+2.22	+1.37
1.6	+0.12	+0.79	+1.43	+2.04	+2.72	+3.25	+3.56	+3.59	+3.13	+2.01
2.0	-0.68	+0.22	+1.10	+2.02	+2.90	+3.69	+4.30	+4.84	+4.08	+2.78
3.0	-1.78	-0.71	+0.43	+1.60	+2.95	+4.29	+5.66	+6.66	+6.65	+4.73
4.0	-1.87	-1.00	-0.08	+1.04	+2.47	+4.31	+6.34	+8.19	+8.82	+6.81
5.0	-1.54	-1.03	-0.42	+0.46	+1.85	+3.93	+6.60	+9.41	+11.03	+9.02
6.0	-1.04	-0.86	-0.59	-0.05	+1.21	+3.34	+6.84	+10.26	+13.08	+11.41
8.0	-0.24	-0.53	-0.73	-0.67	-0.02	+2.05	+6.87	+11.32	+16.52	+16.06
10.0	+0.21	-0.23	-0.64	-0.94	-0.73	+0.82	+4.79	+11.83	+19.48	+20.87
12.0	+0.32	-0.05	-0.46	-0.96	-1.15	+0.18	+3.52	+11.27	+21.80	+25.73
14.0	+0.26	+0.04	-0.28	-0.76	-1.29	-0.87	+2.29	+10.65	+23.50	+30.34
16.0	+0.22	+0.07	-0.08	-0.64	-1.28	-1.30	+1.12	+9.67	+24.53	+34.65

Table VII

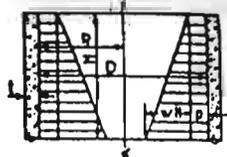
Moments in cylindrical wall
Triangular load
Fixed base, free top
Mom. = coef. $\times wH^3$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



H/D	Coefficients at point									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.005	+0.014	+0.021	+0.007	-0.042	-0.150	-0.302	-0.529	-0.818	-1.205
0.8	+0.011	+0.037	+0.063	+0.080	+0.070	+0.023	-0.068	-0.224	-0.465	-0.795
1.2	+0.012	+0.042	+0.077	+0.103	+0.112	+0.090	+0.022	-0.108	-0.311	-0.602
1.6	+0.011	+0.041	+0.075	+0.107	+0.121	+0.111	+0.058	-0.051	-0.232	-0.505
2.0	+0.010	+0.038	+0.068	+0.099	+0.120	+0.118	+0.075	-0.021	-0.185	-0.436
3.0	+0.008	+0.024	+0.047	+0.071	+0.090	+0.097	+0.077	+0.012	-0.119	-0.333
4.0	+0.003	+0.015	+0.028	+0.047	+0.066	+0.077	+0.069	+0.023	-0.080	-0.268
5.0	+0.002	+0.008	+0.018	+0.029	+0.046	+0.059	+0.059	+0.028	-0.058	-0.222
6.0	+0.001	+0.003	+0.008	+0.019	+0.032	+0.046	+0.051	+0.029	-0.041	-0.187
8.0	+0.000	+0.001	+0.002	+0.008	+0.016	+0.028	+0.038	+0.029	-0.022	-0.146
10.0	+0.000	+0.000	+0.001	+0.004	+0.007	+0.019	+0.029	+0.028	-0.012	-0.122
12.0	+0.000	+0.001	+0.001	+0.002	+0.003	+0.013	+0.023	+0.026	-0.005	-0.104
14.0	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.001	+0.008	+0.019	+0.023	-0.001	-0.090
16.0	+0.000	+0.000	+0.001	+0.002	+0.001	+0.004	+0.013	+0.019	+0.001	-0.079

Table VIII

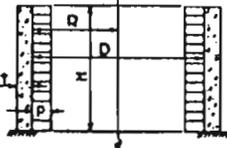
Moments in cylindrical wall
Trapezoidal load
Hinged base, free top
Mom. = coef. $\times (wH^3 + pH^3)$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



H/D	Coefficients at point										
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H	
0.4	+0.020	+0.072	+0.151	+0.230	+0.301	+0.348	+0.357	+0.312	+0.197	0	
0.8	+0.019	+0.064	+0.133	+0.207	+0.271	+0.319	+0.329	+0.292	+0.187	0	
1.2	+0.018	+0.058	+0.111	+0.177	+0.237	+0.280	+0.296	+0.263	+0.171	0	
1.6	+0.012	+0.044	+0.091	+0.145	+0.195	+0.238	+0.258	+0.232	+0.165	0	
2.0	+0.009	+0.033	+0.073	+0.114	+0.168	+0.199	+0.219	+0.208	+0.148	0	
3.0	+0.004	+0.018	+0.040	+0.063	+0.092	+0.127	+0.182	+0.183	+0.111	0	
4.0	+0.001	+0.007	+0.016	+0.033	+0.057	+0.083	+0.109	+0.118	+0.092	0	
5.0	+0.000	+0.001	+0.006	+0.016	+0.034	+0.057	+0.080	+0.094	+0.078	0	
6.0	+0.000	+0.000	+0.002	+0.008	+0.019	+0.039	+0.062	+0.078	+0.068	0	
8.0	+0.000	+0.000	+0.002	+0.000	+0.007	+0.020	+0.038	+0.057	+0.054	0	
10.0	+0.000	+0.000	+0.002	+0.001	+0.002	+0.011	+0.025	+0.043	+0.045	0	
12.0	+0.000	+0.000	+0.001	+0.002	+0.000	+0.008	+0.017	+0.032	+0.039	0	
14.0	+0.000	+0.000	+0.001	+0.001	+0.001	+0.000	+0.012	+0.026	+0.033	0	
16.0	+0.000	+0.000	+0.000	+0.001	+0.002	+0.004	+0.008	+0.022	+0.029	0	

Table IX:

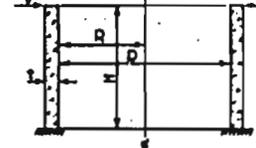
Moments in cylindrical wall
Rectangular load
Fixed base, free top
Mom. = coef. $\times pR^3$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside



H/D	Coefficients at point									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	-0.023	-0.093	-0.227	-0.438	-0.710	-1.018	-1.488	-2.000	-2.663	-3.310
0.8	-0.000	-0.006	-0.028	-0.083	-0.185	-0.362	-0.594	-0.917	-1.325	-1.835
1.2	-0.008	-0.026	-0.037	-0.028	-0.009	-0.089	-0.227	-0.468	-0.815	-1.178
1.6	-0.011	-0.036	-0.062	-0.077	-0.065	-0.011	-0.093	-0.267	-0.529	-0.876
2.0	-0.010	-0.038	-0.066	-0.088	-0.089	-0.059	-0.019	-0.187	-0.389	-0.719
3.0	+0.007	-0.026	-0.051	-0.074	-0.091	-0.083	-0.042	-0.083	-0.223	-0.483
4.0	+0.004	-0.018	-0.033	-0.052	-0.068	-0.075	-0.053	-0.013	-0.145	-0.355
5.0	+0.002	-0.008	-0.019	-0.035	-0.051	-0.061	-0.062	+0.007	-0.101	-0.293
6.0	+0.001	-0.004	-0.011	-0.022	-0.036	-0.048	-0.048	+0.017	-0.073	-0.242
8.0	+0.000	+0.001	+0.003	+0.008	+0.018	+0.031	+0.038	+0.024	-0.040	-0.184
10.0	+0.000	+0.001	+0.000	+0.002	+0.009	+0.021	+0.030	+0.026	-0.022	-0.147
12.0	+0.000	+0.000	+0.001	+0.000	+0.004	+0.014	+0.024	+0.022	-0.012	-0.123
14.0	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.002	+0.010	+0.018	+0.021	-0.007	-0.105
16.0	+0.000	+0.000	+0.000	+0.001	+0.003	+0.008	+0.012	+0.020	-0.005	-0.091

Table X

Moments in cylindrical wall
Shear per ft., V, applied at top
Fixed base, free top
Mom. = coef. $\times V/H$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in outside

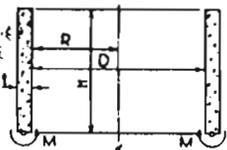


H/D	Coefficients at point*									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.093	+0.172	+0.240	+0.300	+0.354	+0.402	+0.448	+0.492	+0.535	+0.578
0.8	+0.085	+0.145	+0.185	+0.208	+0.220	+0.224	+0.223	+0.219	+0.214	+0.208
1.2	+0.082	+0.132	+0.157	+0.164	+0.159	+0.145	+0.127	+0.106	+0.084	+0.062
1.6	+0.079	+0.122	+0.139	+0.138	+0.125	+0.105	+0.081	+0.056	+0.030	+0.004
2.0	+0.077	+0.115	+0.126	+0.119	+0.103	+0.080	+0.056	+0.031	+0.008	-0.019
3.0	+0.072	+0.100	+0.100	+0.086	+0.066	+0.044	+0.025	+0.006	-0.010	-0.024
4.0	+0.068	+0.088	+0.081	+0.063	+0.043	+0.025	+0.010	-0.001	-0.010	-0.019
5.0	+0.064	+0.078	+0.067	+0.047	+0.028	+0.013	+0.003	-0.003	-0.007	-0.011
6.0	+0.062	+0.070	+0.056	+0.036	+0.018	+0.006	0.000	-0.003	-0.008	-0.008
8.0	+0.057	+0.068	+0.041	+0.021	+0.007	0.000	-0.002	-0.003	-0.002	-0.001
10.0	+0.053	+0.049	+0.029	+0.012	+0.002	-0.002	-0.002	-0.002	-0.001	0.000
12.0	+0.049	+0.042	+0.022	+0.007	0.000	-0.002	-0.002	-0.001	0.000	0.000
14.0	+0.046	+0.036	+0.017	+0.004	-0.001	-0.002	-0.002	-0.001	0.000	0.000
16.0	+0.044	+0.031	+0.012	+0.001	-0.002	-0.002	-0.001	0.000	0.000	0.000

*When this table is used for shear applied at the base, while the top is fixed, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Shear acting inward is positive, outward is negative.

Table XI

Moments in cylindrical wall
Moment per ft., M, applied at base
Hinged base, free top
Mom. = coef. $\times M$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in outside

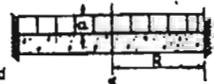


H/D	Coefficients at point*									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.013	+0.061	+0.109	+0.196	+0.296	+0.414	+0.547	+0.692	+0.843	+1.000
0.8	+0.009	+0.040	+0.090	+0.164	+0.253	+0.375	+0.503	+0.659	+0.824	+1.000
1.2	+0.006	+0.027	+0.063	+0.125	+0.206	+0.316	+0.454	+0.616	+0.802	+1.000
1.6	+0.003	+0.011	+0.035	+0.078	+0.152	+0.253	+0.393	+0.570	+0.775	+1.000
2.0	-0.002	-0.002	+0.012	+0.034	+0.096	+0.193	+0.340	+0.519	+0.748	+1.000
3.0	-0.007	-0.022	-0.030	-0.029	+0.010	+0.087	+0.227	+0.426	+0.692	+1.000
4.0	-0.008	-0.026	-0.044	-0.051	-0.034	+0.023	+0.150	+0.354	+0.645	+1.000
5.0	-0.007	-0.024	-0.045	-0.061	-0.057	-0.015	+0.095	+0.296	+0.806	+1.000
6.0	-0.005	-0.018	-0.040	-0.058	-0.065	-0.037	+0.057	+0.252	+0.572	+1.000
8.0	-0.001	-0.009	-0.022	-0.044	-0.068	-0.082	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000
10.0	0.000	-0.002	-0.009	-0.028	-0.053	-0.067	-0.031	+0.123	+0.467	+1.000
12.0	0.000	0.000	-0.003	-0.016	-0.040	-0.064	-0.049	+0.081	+0.424	+1.000
14.0	0.000	0.000	0.000	-0.008	-0.029	-0.059	-0.080	+0.048	+0.387	+1.000
16.0	0.000	0.000	+0.002	-0.003	-0.021	-0.051	-0.066	+0.028	+0.354	+1.000

*When this table is used for moment applied at the top, while the top is hinged, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Moment applied at an edge is positive if it causes outward rotation at that edge.

Table XII

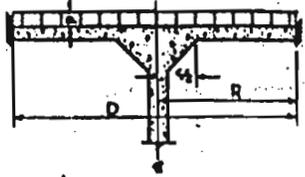
Moments in circular slab without center support
Uniform load
Fixed edge
Mom. = coef. $\times pR^3$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in surface loaded



Coefficients at point										
0.00R	0.10R	0.20R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r										
+0.75	+0.73	+0.67	+0.57	+0.43	+0.28	+0.03	-0.23	-0.53	-0.87	-1.25
Tangential moments, M_t										
+0.75	+0.74	+0.71	+0.66	+0.59	+0.50	+0.39	+0.26	+0.11	-0.06	-0.25

Table XIII

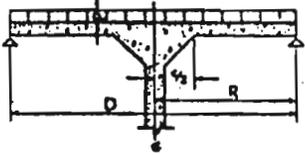
Moments in circular slab with center support
Uniform load
Fixed edge
Mom. = coef. $\times pR^2$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in surface loaded



r/D	Coefficients at point												
	0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r													
0.05	-0.2100	-0.0729	-0.0275	-0.0026	+0.0133	+0.0238	+0.0342	+0.0347	+0.0277	+0.0142	-0.0048	-0.0294	-0.0589
0.10		-0.1433	-0.0624	-0.0239	-0.0011	+0.0136	+0.0290	+0.0328	+0.0276	+0.0158	-0.0021	-0.0285	-0.0541
0.15			-0.1089	-0.0521	-0.0200	+0.0002	+0.0220	+0.0293	+0.0269	+0.0169	+0.0008	-0.0218	-0.0490
0.20				-0.0862	-0.0429	-0.0161	+0.0133	+0.0249	+0.0254	+0.0176	+0.0029	-0.0178	-0.0441
0.25					-0.0698	-0.0351	+0.0029	+0.0194	+0.0231	+0.0177	+0.0049	-0.0143	-0.0393
Tangential moments, M_t													
0.05	-0.0417	-0.0700	-0.0541	-0.0381	-0.0251	-0.0145	+0.0002	+0.0085	+0.0118	-0.0109	+0.0068	-0.0003	-0.0118
0.10		-0.0287	-0.0421	-0.0354	-0.0258	-0.0168	-0.0027	+0.0059	+0.0099	+0.0098	+0.0061	-0.0009	-0.0108
0.15			-0.0218	-0.0284	-0.0243	-0.0177	-0.0051	+0.0031	+0.0080	+0.0086	+0.0057	-0.0006	-0.0098
0.20				-0.0172	-0.0203	-0.0171	-0.0070	+0.0013	+0.0063	+0.0075	+0.0062	-0.0003	-0.0068
0.25					-0.0140	-0.0160	-0.0083	-0.0008	+0.0046	+0.0064	+0.0048	0.0000	-0.0078

Table XIV

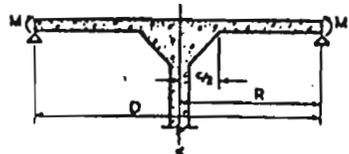
Moments in circular slab with center support
Uniform load
Hinged edge
Mom. = coef. $\times pR^2$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in surface loaded



r/D	Coefficients at point												
	0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r													
0.05	-0.3658	-0.1388	-0.0640	-0.0221	+0.0058	+0.0255	+0.0501	+0.0614	+0.0629	+0.0566	+0.0437	+0.0247	0
0.10		-0.2487	-0.1180	-0.0557	-0.0176	+0.0081	+0.0391	+0.0539	+0.0578	+0.0532	+0.0416	+0.0237	0
0.15			-0.1869	-0.0977	-0.0467	-0.0135	+0.0258	+0.0451	+0.0518	+0.0494	+0.0393	+0.0226	0
0.20				-0.1466	-0.0800	-0.0381	+0.0109	+0.0352	+0.0452	+0.0461	+0.0368	+0.0215	0
0.25					-0.1172	-0.0645	-0.0055	+0.0245	+0.0381	+0.0404	+0.0340	+0.0200	0
Tangential moments, M_t													
0.05	-0.0731	-0.1277	-0.1040	-0.0786	-0.0569	-0.0391	-0.0121	+0.0061	+0.0175	+0.0234	+0.0251	+0.0228	+0.0168
0.10		-0.0498	-0.0768	-0.0684	0.0439	0.0394	0.0183	+0.0090	+0.0134	+0.0197	+0.0210	+0.0199	+0.0145
0.15			-0.0374	-0.0819	-0.0470	-0.0378	-0.0178	-0.0014	+0.0097	+0.0163	+0.0188	+0.0172	+0.0122
0.20				-0.0293	-0.0367	-0.0333	-0.0184	-0.0042	+0.0065	+0.0132	+0.0158	+0.0148	+0.0103
0.25					0.0224	0.0293	0.0184	-0.0087	+0.0038	+0.0103	+0.0132	+0.0122	+0.0088

Table XV

Moments in circular slab with center support
Moment per ft., M , applied at edge
Hinged edge
Mom. = coef. $\times M$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in top surface



r/D	Coefficients at point												
	0.05R	0.10R	0.15R	0.20R	0.25R	0.30R	0.40R	0.50R	0.60R	0.70R	0.80R	0.90R	1.00R
Radial moments, M_r													
0.05	-2.850	-1.121	-0.522	-0.333	-0.129	+0.029	+0.268	+0.450	+0.596	+0.718	+0.824	+0.917	+1.000
0.10		-1.950	-1.026	-0.584	-0.305	-0.103	+0.187	+0.394	+0.558	+0.692	+0.808	+0.909	+1.000
0.15			-1.594	-0.930	-0.545	-0.280	+0.078	+0.323	+0.510	+0.663	+0.790	+0.900	+1.000
0.20				-1.366	-0.842	-0.499	-0.057	+0.236	+0.451	+0.624	+0.768	+0.891	+1.000
0.25					-1.204	-0.765	-0.216	+0.130	+0.392	+0.577	+0.740	+0.880	+1.000
Tangential moments, M_t													
0.05	-0.530	-0.980	-0.847	-0.686	-0.544	-0.418	-0.211	-0.042	+0.095	+0.212	+0.314	+0.405	+0.486
0.10		-0.388	-0.641	-0.608	-0.518	-0.419	-0.233	-0.072	+0.066	+0.185	+0.290	+0.384	+0.469
0.15			-0.319	-0.472	-0.463	-0.404	-0.251	-0.100	+0.035	+0.167	+0.263	+0.363	+0.461
0.20				-0.272	-0.372	-0.368	-0.261	-0.123	+0.007	+0.129	+0.240	+0.340	+0.433
0.25					-0.239	-0.305	-0.259	-0.145	-0.020	+0.099	+0.214	+0.320	+0.414

Table XVI

Shear at base of cylindrical wall

$$V = \text{coef.} \times \begin{cases} wH^2 \text{ lb. (triangular)} \\ pH \text{ lb. (rectangular)} \\ M/H \text{ lb. (mom. at base)} \end{cases}$$

Positive sign indicates shear acting inward

H^2/Dt	Triangular load, fixed base	Rectangular load, fixed base	Triangular or rectangular load, hinged base	Moment at edge
0.4	+0.436	+0.756	+0.245	-1.58
0.8	+0.374	+0.552	+0.234	-1.75
1.2	+0.339	+0.460	+0.220	-2.00
1.6	+0.317	+0.407	+0.204	-2.28
2.0	+0.299	+0.370	+0.189	-2.57
3.0	+0.262	+0.310	+0.158	-3.18
4.0	+0.236	+0.271	+0.137	-3.68
6.0	+0.213	+0.243	+0.121	-4.10
8.0	+0.197	+0.222	+0.110	-4.49
10.0	+0.174	+0.193	+0.098	-5.18
12.0	+0.158	+0.172	+0.087	-5.81
14.0	+0.145	+0.158	+0.079	-6.38
16.0	+0.135	+0.147	+0.073	-6.88
18.0	+0.127	+0.137	+0.068	-7.36

Table XVIII

Stiffness of cylindrical wall
Near edge hinged, far edge free

$$b = \text{coef.} \times E I^3 / H$$

H^2/Dt	Coefficient	H^2/Dt	Coefficient
0.4	0.139	5	0.713
0.8	0.270	6	0.763
1.2	0.345	8	0.903
1.6	0.399	10	1.010
2.0	0.445	12	1.108
3.0	0.548	14	1.198
4.0	0.635	16	1.281

Table XVII

Load on center support for circular slab

$$\text{Load} = \text{coef.} \times \begin{cases} pR^2 \text{ (hinged and fixed)} \\ M \text{ (moment at edge)} \end{cases}$$

s/D	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
Hinged	1.320	1.387	1.463	1.542	1.628
Fixed	0.839	0.919	1.007	1.101	1.200
M at edge	8.16	8.66	9.29	9.99	10.81

Table XIX

Stiffness of circular plates
With center support

$$k = \text{coef.} \times E I^3 / R$$

c/D	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
Coef.	0.290	0.309	0.332	0.358	0.387

Without center support
Coef. = 0.104

Table XX. Supplementary Coefficients for Values of H^2/Dt Greater than 16 (Extension of Tables I to XI, XVI and XVIII)*

H^2/Dt	TABLE I					TABLE II					TABLE III					TABLE IV				
	Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point				
	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	+0.718	+0.654	+0.620	+0.328	+0.115	+0.812	+0.817	+0.786	+0.603	+0.344	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128	+1.052	+1.017	+0.908	+0.703	+0.394
24	+0.748	+0.702	+0.677	+0.372	+0.137	+0.816	+0.839	+0.793	+0.647	+0.377	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
32	+0.782	+0.768	+0.663	+0.459	+0.182	+0.814	+0.861	+0.847	+0.721	+0.436	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.486
40	+0.800	+0.805	+0.731	+0.530	+0.217	+0.802	+0.866	+0.880	+0.778	+0.483	+1.040	+0.996	+0.856	+0.591	+0.226	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
48	+0.791	+0.828	+0.785	+0.593	+0.254	+0.791	+0.864	+0.900	+0.820	+0.527	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.577
56	+0.763	+0.838	+0.824	+0.636	+0.285	+0.781	+0.859	+0.911	+0.852	+0.563	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294	+1.021	+1.066	+1.061	+0.952	+0.613
H^2/Dt	TABLE V					TABLE VI					TABLE VII					TABLE VIII				
	Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point				
	.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	-16.44	- 9.96	- 4.90	- 1.59	+ 0.22	+16.30	+ 25.9	+ 36.9	+ 43.3	+ 35.3	+0.015	+0.014	+0.008	-0.018	-0.063	+0.006	+0.014	+0.020	+0.024	+0.020
24	-18.04	-10.34	- 4.54	- 1.00	+ 0.68	+13.20	+ 25.9	+ 40.7	+ 51.8	+ 45.3	+0.012	+0.012	+0.007	-0.013	-0.063	+0.008	+0.010	+0.015	+0.020	+0.017
32	-20.84	-10.72	- 3.70	- 0.04	+ 1.26	+ 8.10	+ 23.2	+ 48.9	+ 65.4	+ 63.8	+0.007	+0.009	+0.007	-0.008	-0.040	+0.000	+0.006	+0.008	+0.014	+0.013
40	-23.34	-10.88	- 2.86	+ 0.72	+ 1.56	+ 3.28	+ 19.2	+ 46.5	+ 77.9	+ 83.5	+0.002	+0.005	+0.006	-0.005	-0.032	+0.000	+0.003	+0.008	+0.011	+0.011
48	-25.82	-10.82	- 2.06	+ 1.26	+ 1.66	- 0.70	+ 14.1	+ 45.1	+ 87.2	+103.0	+0.000	+0.001	+0.006	-0.003	-0.026	+0.000	+0.001	+0.004	+0.008	+0.010
56	-27.54	-10.68	- 1.36	+ 1.60	+ 1.62	- 3.40	+ 9.2	+ 42.2	+ 94.0	+121.0	+0.000	+0.000	+0.004	-0.001	-0.023	+0.000	+0.000	+0.003	+0.007	+0.008
H^2/Dt	TABLE IX					TABLE X					TABLE XI					TABLE XVI				TABLE XVIII
	Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point					Tri. Fixed	Rect. Fixed	T. or R. Hinged	Mom. at Edge	Stiffness
	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.25H	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H					
20	+0.015	+0.013	+0.002	-0.024	-0.073	+0.032	+0.039	+0.033	+0.023	+0.014	-0.015	+0.025	+0.296	+0.806	+1.000	+0.114	+0.122	+0.062	- 8.20	1.430
24	+0.012	+0.012	+0.004	-0.018	-0.061	+0.031	+0.038	+0.028	+0.018	+0.009	-0.037	+0.057	+0.250	+0.572	+1.000	+0.102	+0.111	+0.056	- 8.94	1.566
32	+0.008	+0.009	+0.006	-0.010	-0.048	+0.028	+0.029	+0.020	+0.011	+0.004	-0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000	+0.089	+0.096	+0.048	-10.36	1.810
40	+0.005	+0.007	+0.007	-0.005	-0.037	+0.026	+0.025	+0.015	+0.006	+0.001	-0.067	-0.031	+0.123	+0.467	+1.000	+0.080	+0.086	+0.043	-11.62	2.025
48	+0.004	+0.006	+0.006	-0.003	-0.031	+0.024	+0.021	+0.011	+0.003	0.000	-0.064	-0.048	+0.061	+0.424	+1.000	+0.072	+0.076	+0.036	-12.78	2.220
56	+0.002	+0.004	+0.005	-0.001	-0.026	+0.023	+0.018	+0.008	+0.002	0.000	-0.059	-0.060	+0.048	+0.387	+1.000	+0.067	+0.074	+0.036	-13.76	2.400

*For points not shown in the supplementary tables, ring tension and moment may be determined approximately by sketching curves similar to those in the text.

This publication is based on the facts, tests, and authorities stated herein. It is intended for the use of professional personnel competent to evaluate the significance and limitations of the reported findings and who will accept responsibility for the application of the material it contains. Obviously, the Portland Cement Association disclaims any and all responsibility for application of the stated principles or for the accuracy of any of the sources other than work performed or information developed by the Association.

ANNEXE 20 : Tableau des moments et tensions aux différentes hauteurs

Paroi encastree dans la couverture uniquement

<u>Moments</u> (KN.m / m)					
Point	0,8H	0,85H	0,90H	0,95H	1,0H
Coefficient	-0.049	0,029	0,214	0,543	1,00
Moment	-0.265	0,157	1,156	2,932	5,40

(1,0*H correspond à l'encastrement)

<u>Tensions</u> (KN / m)					
Point	0,75H	0,80H	0,85H	0,90H	0,95H
Coefficient	10,65	24,55	43,3	58,6	54,45
Tension	7,03	16,2	28,58	38,68	35,94

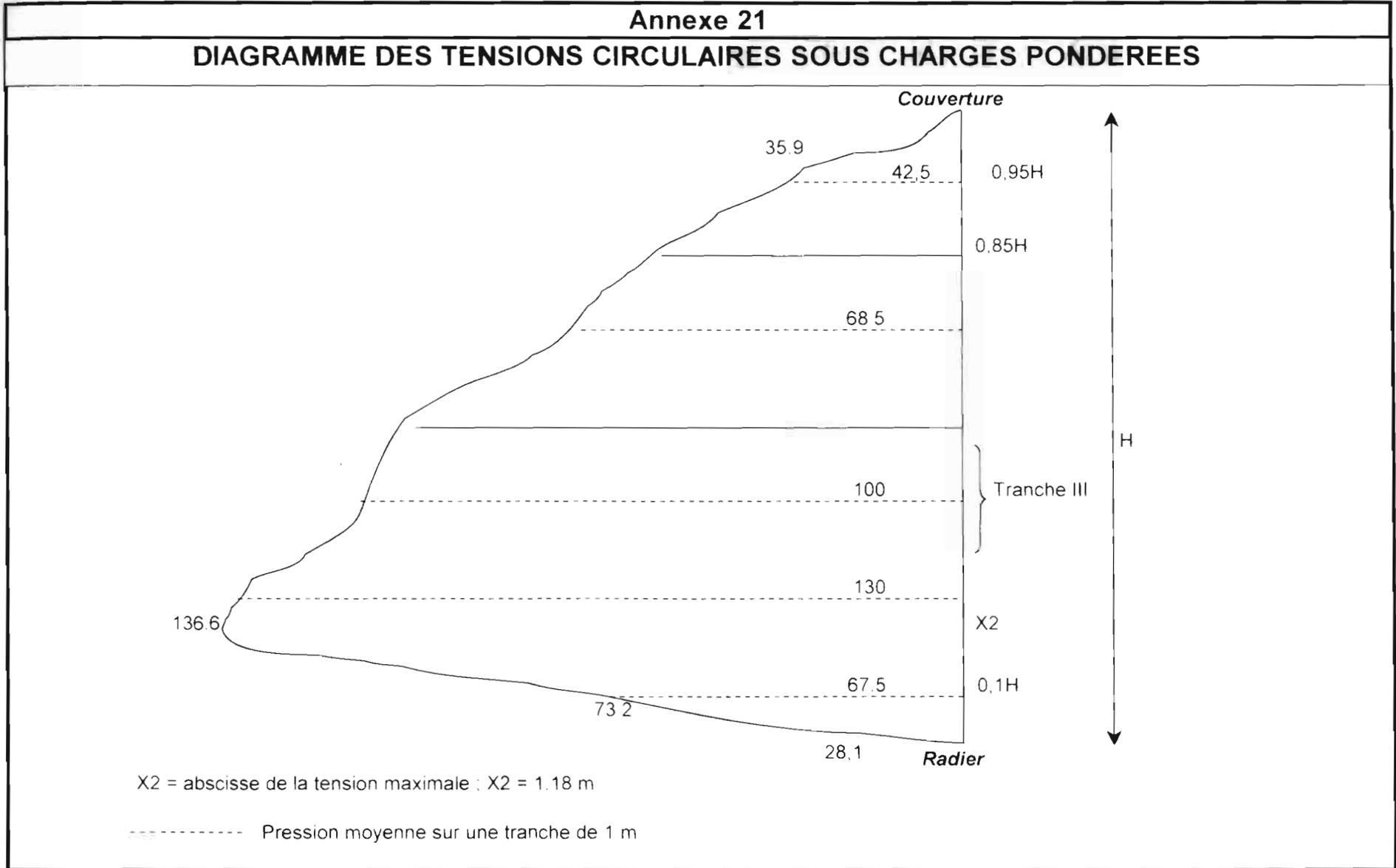
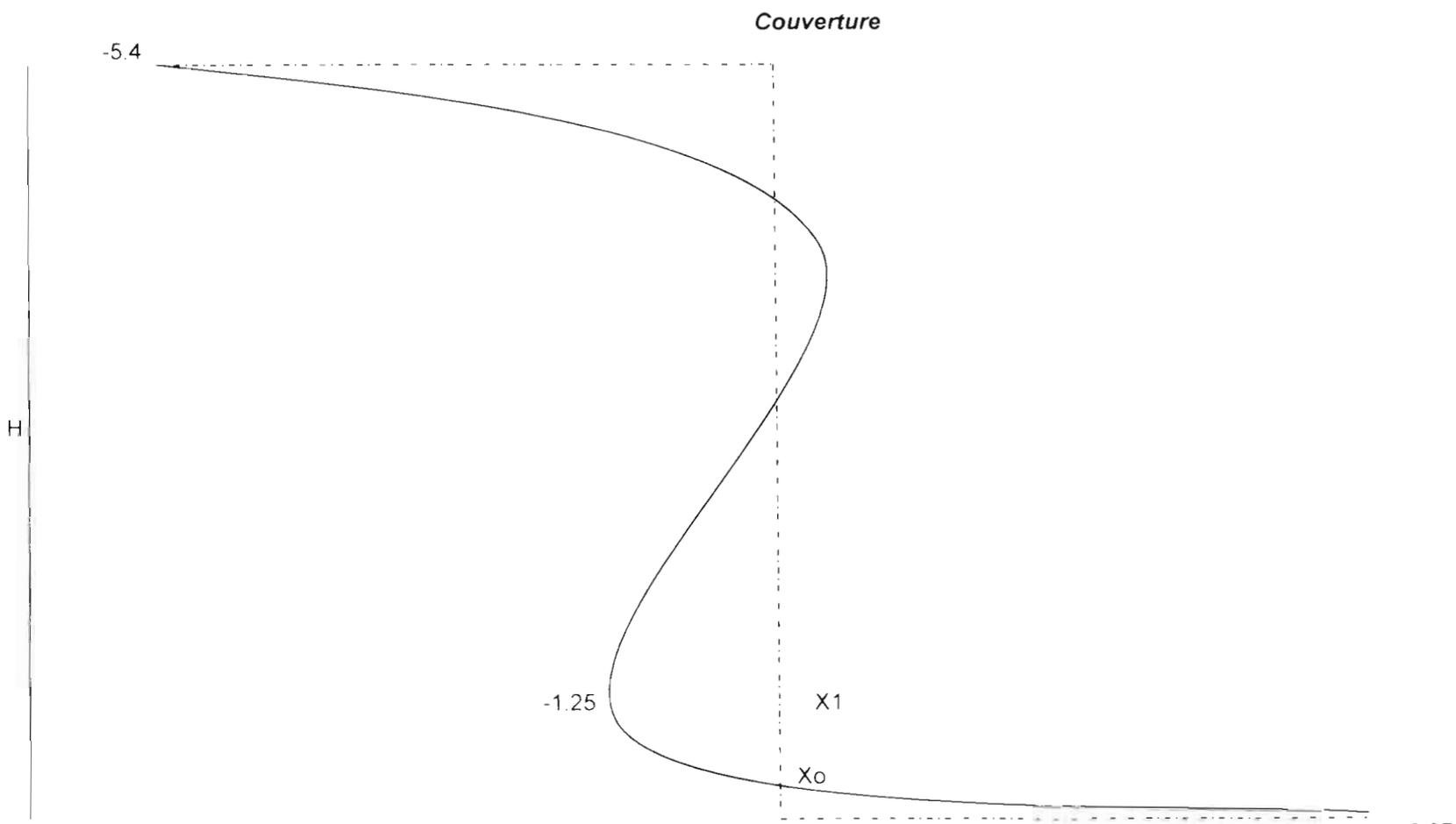
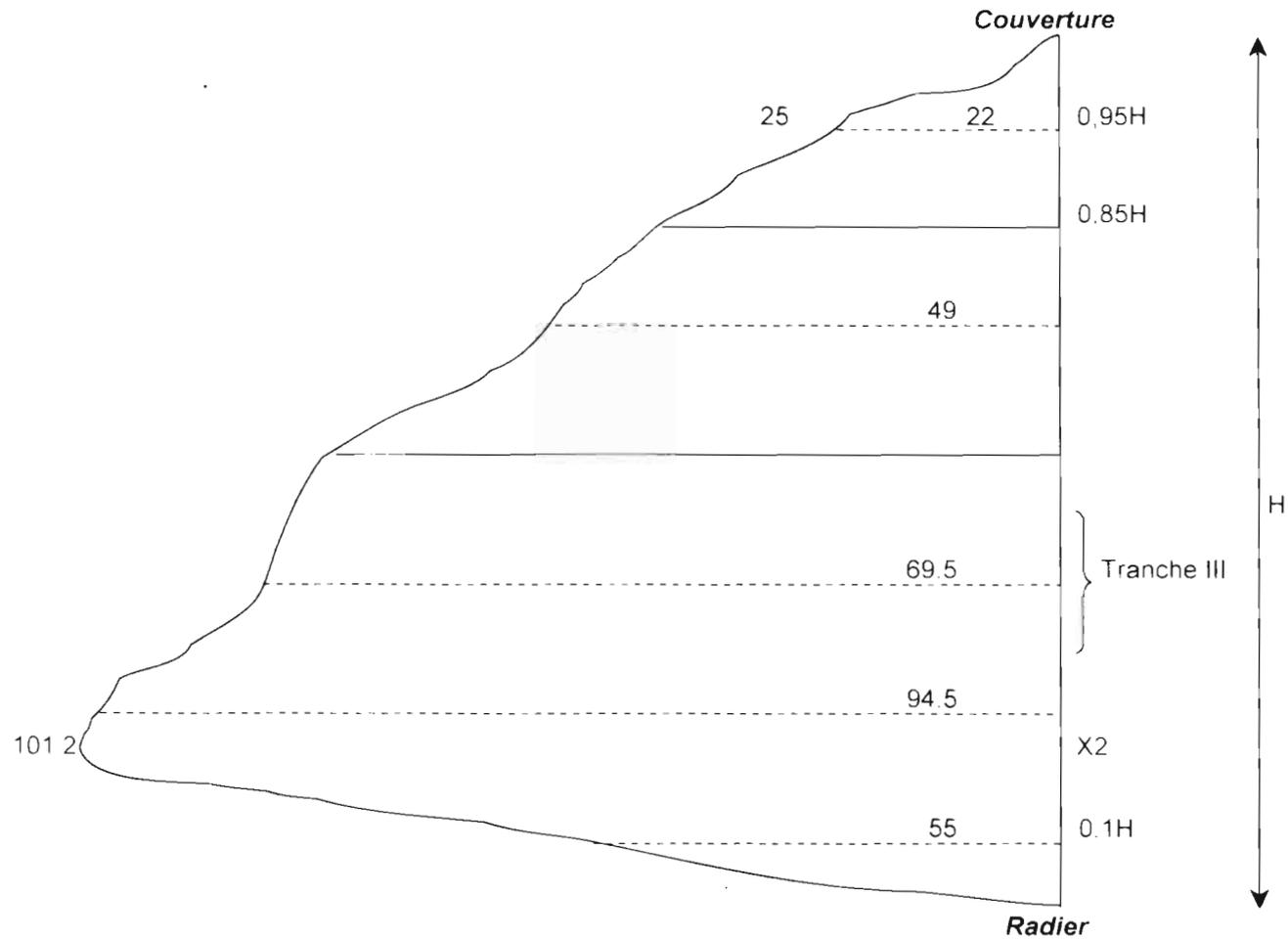


DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS CHARGES PONDEREES AU NIVEAU DE LA PAROI



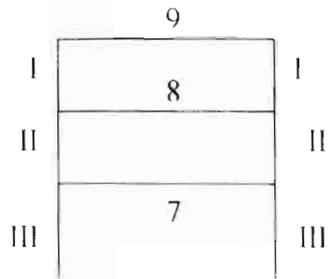
X_0 = abscisse du moment de flexion nul
 X_1 = abscisse du moment de flexion negatif maximal
(en considérant la charge de l'eau)

DIAGRAMME DES TENSIONS CIRCULAIRES SOUS CHARGE DE SERVICE



X2 = abscisse de la tension maximale , X2 = 1,18 m

----- Pression moyenne sur une tranche de 1 m

ANNEXE 22 :**TABLEAUX DES SOLLICITATIONS****Poutres**

N° Poutres	ELU				ELS			
	Effort axial (KN)	Effort tranchant (KN)	M travée (KN.m)	M appuis (KN.m)	Effort axial (KN)	Effort tranchant (KN)	M travée (KN.m)	M appuis (KN.m)
Poutre 9	74.9	380	212.9	209.6	52.8	-	144.8	148.4
Poutre 8	- 79.0	12.1	0.736	19.9	-	-	-	-
Poutre 7	19.7	11.8	2.312	16.2	-	-	-	-

Poteaux

N° Poteau	Mx (KN.m)	My (KN.m)	N (KN)	V (KN)
I	209.6	209.6	768.4	74.9
II	50.8	50.8	666.6	19.7
III	48.9	48.9	816.2	19.7

Semelles

ELU			ELS		
Mu (KN.m)	Pu (KN)	Vu (KN)	Ms (KN.m)	Ps (KN)	Vs (KN)
48.3	816.2	19.7	39.8	572.2	-

ANNEXE 23 : Vitesse maximale instantanée du vent

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1951	15	18	16	15	16	17	21	18	18	14	12	12
1952	16	12	14	14	14	24	20	18	21	23	16	16
1953	14	14	15	12	14	13	20	16	19	12	-	11
1954	15	13	16	13	12	16	14	20	17	16	13	16
1955	14	14	15	13	13	14	18	20	21	16	15	18
1956	20	19	21	20	16	17	26	23	23	15	18	22
1957	21	16	22	21	19	19	24	26	29	27	16	16
1958	13	12	14	14	13	15	20	25	23	25	16	13
1959	20	13	16	16	14	12	23	14	26	15	14	13
1960	16	16	15	20	13	12	21	23	23	24	12	15
1961	15	14	12	12	13	25	25	21	16	13	11	13
1962	11	12	14	14	12	20	31	40	30	22	18	24
1963	25	24	17	16	14	15	30	23	24	14	9	12
1964	9	11	10	10	8	11	19	13	16	13	9	13
1965	13	10	9	11	9	10	15	12	16	20	9	11
1966	10	10	10	9	10	16	9	29	17	12	11	12
1967	12	14	12	12	11	16	26	22	12	18	9	11
1968	11	9	9	10	11	12	18	13	21	12	11	9
1969	10	9	11	13	11	9	20	31	12	9	12	13
1970	14	10	12	11	11	15	12	26	20	12	11	13
1971	11	13	12	14	12	13	22	18	18	18	11	13
1972	12	12	12	11	12	21	8	19	16	14	9	10
1973	9	11	11	13	10	11	16	14	17	10	10	11
1974	12	13	13	13	11	10	13	17	18	21	12	15
1975	12	10	13	15	11	11	13	12	19	14	12	11
1976	13	12	13	12	14	13	16	17	17	16	10	12
1977	11	13	11	11	12	14	14	15	18	10	9	10
1978	11	11	10	10	10	12	14	15	14	15	11	13
1979	12	10	11	25	23	19	18	10	11	12	10	11
1980	11	13	14	12	12	10	10	19	21	17	11	13
1981	13	11	11	10	10	15	25	17	24	14	10	11
1982	12	10	13	12	11	9	17	15	18	13	12	14

DAKAR YOFF

Vitesses moyennes des vents * Période 1950-1970 * 8 observations

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyennes mensuelles	6.3	6.3	6.8	6.5	5.9	5.1	4.7	4.4	4.1	4.4	5.1	6.0

	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960
Moyennes annuelles	5.7	5.8	6.5	5.5	5.3	5.8	6.8	6.5	6.0	5.9	6.6
	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	
	5.8	5.5	4.9	4.4	4.6	4.2	4.0	4.0	4.2	4.6	

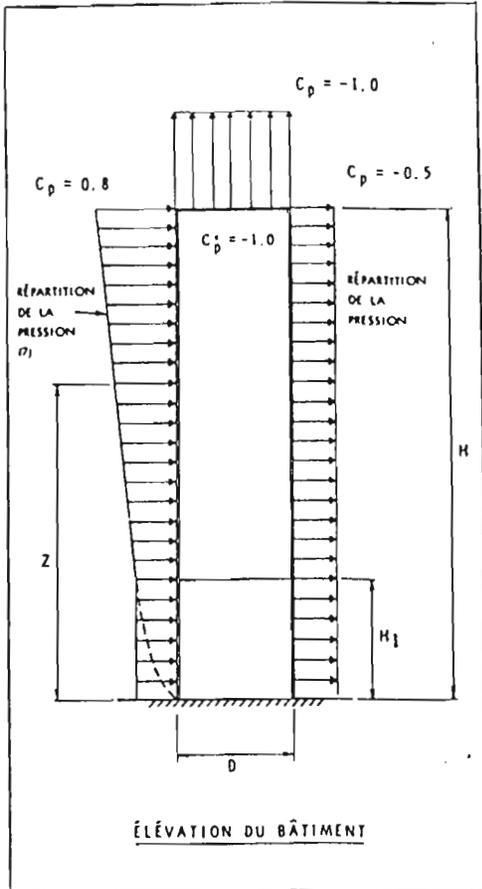
ANNEXE 24 : Calcul de la charge du vent s'exerçant sur un château d'eau cylindrique de la région de Louga

REFERENCES :

- 1- EXPLOITATION METEOROLOGIQUE ASEENA
- 2- CODE NATIONAL DU BATIMENT DU CANADA

NOTE PRELIMINAIRE :

L'INTENSITE DU VENT EST LA MEME SUR TOUT LE LITTORAL DE DUIS DAKAR JUSQU'A NOUAKCHOTT. LA REGION DE LOUGA EST DANS CETTE ZONE.



FORCE TOTALE: $F = C_f \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A$ ou $A = d \cdot h$
 C_f COEFFICIENT DE TRAINÉE POUR $d \sqrt{q C_e} > 0.167$

Élancement $h/d = \rightarrow$ 25 7 1

Section et rugosité	C_f	C_f	C_f
Moyennement lisse (métal, bois, béton)	0.7	0.6	0.5
Surface rugueuse (nervures arrondies $h = 2\% d$)	0.9	0.8	0.7
Surface très rugueuse (nervures tranchantes $h = 8\% d$)	1.2	1.0	0.8
Bords tranchants à surface lisse et rugueuse	1.4	1.2	1.0

C_f : coeff. de pression extérieure pour $d \sqrt{q C_e} > 0.167$ et surface moyennement lisse

h/d	L/d	α	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
25	50	C_p	+1.0	+0.8	+0.1	-0.9	-1.9	-2.5	-2.6	-1.9	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6
7	14	C_p	+1.0	+0.8	+0.1	-0.8	-1.7	-2.2	-2.2	-1.7	-0.8	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5
1	2	C_p	+1.0	+0.8	+0.1	-0.7	-1.2	-1.6	-1.7	-1.2	-0.7	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4

$\Delta p = p_i - p_e$
 $p_i = C_{pi} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e$ Cheminée fonctionnant à pleine capacité $C_{pi} = +0.1$
 $p_e = C_p \cdot q \cdot C_g \cdot C_e$ Cheminée fonctionnant au ralenti $C_{pi} = -0.8$

PRESSION DE VENT AU NIVEAU RESERVOIR :

$$P = C_f \times q \times C_g \times C_e$$

$$= 0,6 \times 0,37 \frac{kN}{m^2} \times 2 \times 1,12 = 0,50 \frac{kN}{m^2}$$

où: $C_g = 2$ méthode simplifiée
 $C_e = \left(\frac{z}{10}\right)^{0,28} = \left(\frac{15m}{10}\right)^{0,28} = 1,12$
 $z =$ HAUTEUR

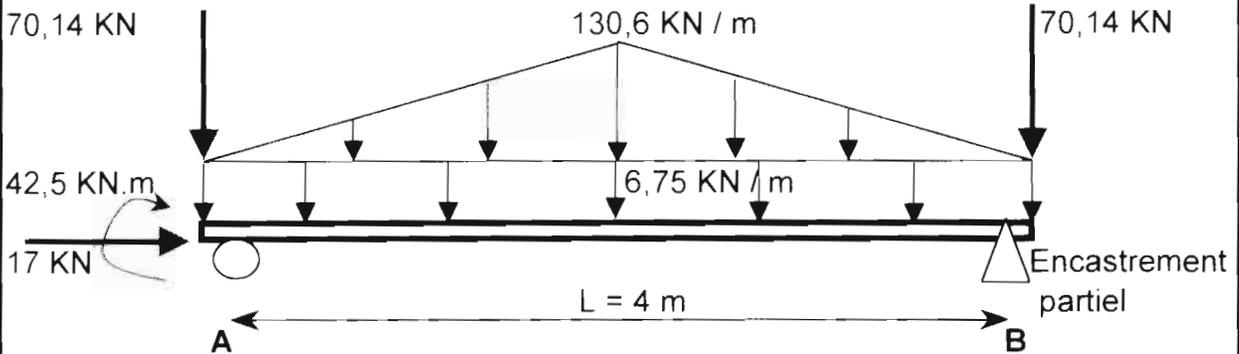
PRESSION DU VENT AU NIVEAU DES COLONNES :

$$P = q \cdot C_e \cdot C_g \cdot C_f$$

$$= 0,37 \times 0,92 \times 2 \times 1,3 = 0,89 \frac{kN}{m^2}$$

où $C_e = \left(\frac{7,5}{10}\right)^{0,28} = 0,92$ $z = 7,5m =$ HAUTEUR MOYENNE
 $C_f = 0,8$ (pression positive) + $0,5$ (suction) = $1,3$

ANNEXE 25: DETERMINATION DES EFFORTS SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE



Actions

@ **Poids propre de l'âme**

$$P1 = 1,35 \cdot \gamma_b \cdot h' \cdot b_0 = 1,35 \cdot 25 \cdot 0,5 \cdot 0,4 = 6,75 \text{ KN / m}$$

@ **Couverture + cylindre rapporté aux appuis**

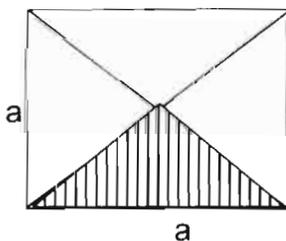
$$F1 = 1,35 \cdot (\gamma_b \cdot \pi \cdot (D^2 / 4) \cdot e1 + \gamma_b \cdot \pi \cdot D' \cdot h \cdot e2) + 1,5 \cdot q \cdot \pi \cdot (D^2 / 4)$$

$$F1 = 1,35 \cdot (25 \cdot 3,14 \cdot (5,78^2 / 4) \cdot 0,12 + 25 \cdot 3,14 \cdot 5,5 \cdot 4,75 \cdot 0,15) + 1,5 \cdot 1 \cdot 3,14 \cdot (5,78^2 / 4)$$

$$F1 = 561,13 \text{ KN}$$

$$F = 1/2 \cdot (F1 / 4) = 70,14 \text{ KN}$$

@ **Poids dalle + eau**



$$p = w \cdot a / 2$$

Avec $w = \text{poids eau} + \text{poids dalle}$
 $w = 42,12 + 6,25 = 48,37 \text{ KN / m}^2$

$$p = 1,35 \cdot (48,37 \cdot 4 / 2) = 130,6 \text{ KN / m}$$

@ **Vent**

$$M = 42,5 \text{ KN.m}$$

$$H = 17 \text{ KN}$$

ANNEXE 26 : ESSAIS DE DEBIT FORAGE DE RITTE DIAW

PALIER DE POMPAGE

Niveau statique = 36.5 m

Débit = 15,5 m ³ / h		
Temps (h)	Niv. Dynam. (m)	Rabattement (m)
1	38.26	1.76
2	38.32	1.82
4	38.50	2.00
5	38.55	2.05
10	38.69	2.19
15	38.70	2.20
20	38.70	2.20
30	38.70	2.20
40	38.70	2.20
10 mm de sable		

Débit = 20,4 m ³ / h		
Temps (h)	Niv. Dynam. (m)	Rabattement (m)
1	40.12	3.62
2	40.23	3.73
4	40.32	3.82
5	40.34	3.84
10	40.36	3.86
15	40.36	3.86
20	40.36	3.86
30	40.36	3.86
40	40.36	3.86
20 mm de sable		

Débit = 15,5 m ³ / h		
Temps (h)	Niv. Dynam. (m)	Rabattement (m)
1	38.4	1.9
2	39.49	2.99
3	40.10	3.60
4	40.6	4.1
5	41	4.5
6	41.40	4.90
7	41.50	5.00
8	41.63	5.13
9	41.75	5.25
10	41.75	5.25
20	41.75	5.25
30	41.75	5.25
60	41.75	5.25
50 mm de sable		

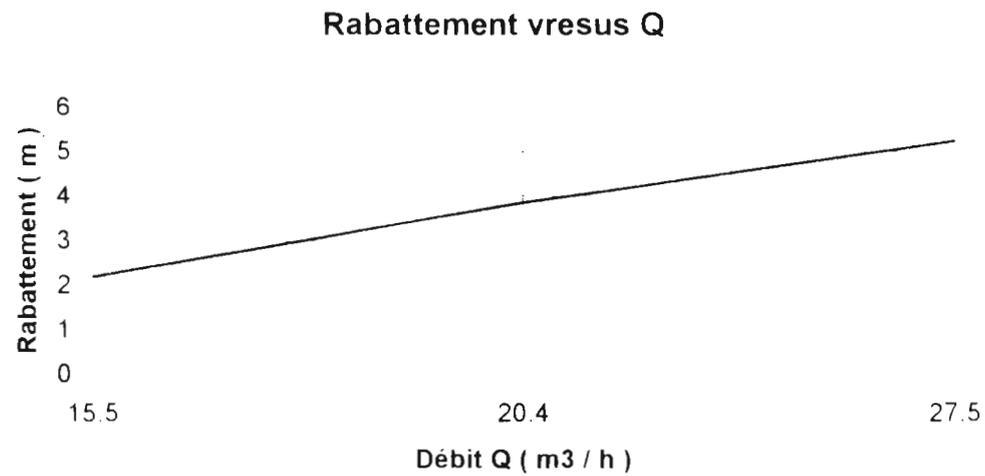
Rabattement = niveau dynamique - niveau statique

Détermination du débit critique de pompage

Tableau des rabattements maximaux versus Q

Rabattement	Q (m ³ / h)
2.2	15.5
3.86	20.4
5.25	27.5

Du fait qu'on a que trois points seulement, il est difficile d'avoir un débit critique précis. Ce pendant, en analysant le graphe, il être pris égale à approximativement à 27 m³ / h



ANNEXE 27 : NORMES OMS et AFNOR**Tableau 4.I : Qualité microbiologique de l'eau de boisson.**

D'après l'OMS, l'indicateur le plus précis pour estimer la pollution fécale est en fait *Escherichia coli*, membre du groupe des coliformes thermotolérants (cf. § 2).

Paramètres	Valeurs guides OMS	Interprétation (cf. § suivants)
Coliformes thermotolérants	0/100 ml	indicateurs de pollution fécale
Streptocoques fécaux	pas de norme	indicateurs de pollution fécale
Coliformes totaux	0/100 ml dans 95 % des échantillons d'eaux traitées	indicateurs d'efficacité du traitement (désinfection) ne signalent pas une pollution fécale

Tableau 4.II : Substances chimiques dont la présence dans l'eau de boisson revêt une importance sanitaire. O, origine ; S, santé.

- 1, l'arsenic est parfois présent dans les eaux souterraines : l'université d'Avignon en rapporte la présence, à forte concentration, dans des eaux de socle du Burkina Faso.
- 2, le fluor est parfois présent à des concentrations supérieures à la normes dans les eaux souterraines. Bien qu'extrêmement variables, elles peuvent atteindre 0,3 à 0,5 mg/l dans les granites et 5 à 8 mg/l dans les bassins sédimentaires (Sénégal, Travi).
- 3, le manganèse pose des problèmes de tache (idem fer) au-dessus de 0,1 mg/l. Un dépôt noir est possible dans les canalisations. Certains organismes concentrent le manganèse, ce qui donne lieu à des problèmes de turbidité et de goût.
- 4, les nitrates (NO_3^-) et nitrites (NO_2^-) font partie du cycle de l'azote N; schématisé paragraphe 2.3.5.5.
- 5, des essais en laboratoire montrent qu'une absorption de chlore correspondant à une concentration de 5 mg/l pendant 2 ans ne suscite pas de problème de santé ; au-dessus de ce seuil, rien n'a été mis en évidence. Seuil gustatif du chlore : 0,3-0,6 mg/l ; seuil olfactif : 2 mg/l.

Paramètres	Valeurs guides OMS	Interprétation (cf. § suivants)
Arsenic ¹ (As)	0,01 mg/l	O : roches, rejets industriels (sidérurgie) S : effet cancérigène prouvé (cancers cutanés)
Fluorures ² (F ⁻)	1,5 mg/l	O : roches, engrais, aliments (poisson), pollution industrielle (fabrication d'aluminium) S : fluorose dentaire et osseuse
Manganèse ³ (Mn)	0,5 mg/l (valeur provisoire)	O : roches (souvent associé au fer) S : effet toxique sur le système nerveux si C > 20 mg/l problème de turbidité et de goût si C > 0,3 mg/l
Nitrites ⁴ (NO ₂ ⁻)	3 mg/l (valeur provisoire)	O : matières organiques S : méthémoglobinémie du nourrisson
Nitrates ⁴ (NO ₃ ⁻)	50 mg/l	O : matières organiques, lessivage des sols, engrais, eaux résiduaires S : méthémoglobinémie du nourrisson
Chlore ⁵ (Cl ₂)	5 mg/l	O : produit de désinfection de l'eau S : pas de problème prouvé

Ref.: Qualité et analyses de l'eau

Tableau 4.III : Substances et paramètres de l'eau de boisson pouvant donner lieu à des plaintes des utilisateurs.

O, origine ; S, santé.

1, UCV et mg/l de platine : unités de mesure de la couleur. En dessous des valeurs mentionnées, la couleur n'est plus décelable à l'œil. — 2, une turbidité forte peut protéger de la désinfection les micro-organismes fixés sur les particules : elle doit donc être la plus faible possible pour permettre une bonne désinfection. Unités : 1 NTU (*nephelometric turbidity unit*) = 1 JTU (*Jackson TU*) = 1 FTU (*Formazin TU*). — 3, cycle de l'azote schématisé paragraphe suivant. — 4, le sulfure d'hydrogène est un gaz reconnaissable à son odeur d'œuf pourri à faible concentration. À plus forte dose, il devient inodore et son inhalation est alors très dangereuse : accidents mortels fréquents chez les égoutiers en France, problèmes possibles dans les puits (Laos, ACF 1996) en présence de gypse dans le sol. — 5, la dureté non carbonatée est la concentration en Ca^{2+} et Mg^{2+} . La dureté carbonatée est la concentration en hydrogénocarbonates et carbonates de calcium et de magnésium. Unités : 1 °français = 10 mg/l de CaCO_3 . — 6, si $\text{C} > 0,3$ mg/l, le fer tache le linge ; si $\text{C} > 1$ mg/l, problème de goût et de coloration. — 7, l'oxygène dissous se mesure en % du taux de saturation ou en mg/l (à 20 °C, 100 % de saturation = 8,8 mg/l d' O_2 dissous). — 8, le potentiel hydrogène mesure la concentration en ions H^+ dans l'eau, soit l'alcalinité ou l'acidité sur une échelle de 0 à 14 ; à 7, le pH est dit neutre. Le pH conditionne un grand nombre d'équilibres physico-chimiques dans l'eau. — 9, valeurs guide OMS.

<i>Paramètres physiques (organoleptiques)</i>		
Paramètres	Valeurs guides OMS	Interprétation (cf. § suivants)
Couleur ¹	15 UCV	
Goût et odeur	acceptables	
Turbidité ²	5 NTU	O : matières en suspension, colloïdes, matières dissoutes
	1 NTU pour désinfection acceptable	paramètre important dans le traitement de l'eau
Température		
<i>Substances inorganiques</i>		
Paramètres	Valeurs guide	Interprétation (cf. § suivants)
Aluminium (Al ³⁺)	0,2 mg/l	O : coagulants utilisés dans le traitement de l'eau, industrie S : pas de problème prouvé problème de coloration si $\text{C} >$ valeur guide
Ammoniaque ³ (NH ₄ ⁺)	1,5 mg/l	O : matières organiques azotées (déjection, eaux usées, végétaux...) S : pas de problème ; problème de goût et d'odeur si $\text{C} >$ 1,5 mg/l
Sulfure d'hydrogène ⁴ (H ₂ S)	0,05 mg/l	O : roche, matière organique en anaérobie S : pas de problème par voie orale, mortel par inhalation
Chlorure (Cl ⁻)	250 mg/l	O : cf. § suivant
Sodium (Na ⁺)	pas de norme	S : pas de problème goût si $\text{C}_{\text{Cl}^-} >$ 200-250 mg/l
Dureté ⁵ (Ca ²⁺ + Mg ²⁺)	pas de norme	O : dureté = concentration en calcium et magnésium S : pas de problème ; goût, entartrage si $\text{C} >$ 200 mg/l
Phosphate (PO ₄ ⁻)	pas de norme	O : matière organique (1 à 2 g/pers/l dans sels), lessive, engrais S : pas de problème
Potassium (K ⁺)	pas de norme	O : engrais S : pas de problème
Sulfates (SO ₄ ²⁻)	250 mg/l	O : roches, industrie S : effet purgatif, irritation gastro-intestinale problème de goût, eau agressive pour béton si $\text{C} >$ 250 mg/l
Fe ⁶ (Fe)	0,3 mg/l	O : roche, coagulants (sulfate d'Al) S : pas de problème ; besoins nutritionnels : de 10 à 50 mg/pers/l problème de goût et de couleur
Oxydabilité	pas de norme	mise en évidence de matières organiques facilement oxydables
Oxygène dissous ⁷ (O ₂)	pas de norme	O : oxygène de l'air, photosynthèse S : pas de problème
pH ⁸	pas de norme	O : ion hydrogène S : pas de problème ; paramètre important pour le traitement "paramètre caractéristique" de base
Conductivité ⁹	pas de norme	O : matières en solutions dans l'eau S : pas de problème direct

Attention : le tableau suivant a été réalisé à partir du décret 89-3 modifié et vérifié, néanmoins seul le texte original disponible au Journal Officiel, doit faire référence.

Paramètre	Limite de qualité	Unité	exprimée en	Informations complémentaires	Informations supplémentaires (hors décret)
A. Paramètres organoleptiques.					
Couleur	15	mg.l ⁻¹	Pt		
Turbidité	2	Unités Jackson			
Odeur et saveur.	0	Taux de dilution de 2 à 12°C			
Odeur et saveur.	0	Taux de dilution de 3 à 25°C			
B. Paramètres physico-chimiques (en relation avec la structure naturelle de l'eau)					
Température	25	°C			Sauf ECS
pH	6,5<pH<9	Unité pH			
Chlorures	200	mg.l ⁻¹	Cl		
Sulfates	250	mg.l ⁻¹	SO ₄		
Magnésium	50	mg.l ⁻¹	Mg		
Sodium	150	mg.l ⁻¹	Na	Avec un percentile de 80	C'est à dire que l'on ne tolère pas une augmentation de la concentration en sodium de plus de 120 mg.l ⁻¹ ; en particulier pour le traitement par adoucissement ceci limite le niveau de TH de sortie.
Potassium	12	mg.l ⁻¹	K		
Aluminium	0,2	mg.l ⁻¹	Al		Sauf ECS.
Aluminium	0,5	mg.l ⁻¹	Al	ECS	Des électrodes d'aluminium peuvent être utilisées pour lutter contre la corrosion : voir page traitements anti-corrosion.
Résidus secs	1500	mg.l ⁻¹		Après dessiccation à 180°C	
C. Paramètres concernant les substances indésirables					
Nitrates	50	mg.l ⁻¹	NO ₃		
Nitrites	0,1	mg.l ⁻¹	NO ₂		
Ammonium	0,5	mg.l ⁻¹	NH ₄		
Azote Kjeldhal	1	mg.l ⁻¹	N	N de NO ₃ et NO ₂ exclus	
Oxydabilité	5	mg.l ⁻¹	O ₂	Au KMnO ₄ en milieu acide (à 10 min)	

Hydrogène sulfuré		H ₂ S	/	Non détectable organoleptiquement	
Hydrocarbures extractibles au CCl ₄	10	µg.l ⁻¹			
Phénols				Non détectable organoleptiquement	
Phénols	0,5	µg.l ⁻¹	(C ₆ H ₅ OH)	Si détectable	
Agents de surface réagissant au bleu de méthylène	200	µg.l ⁻¹	Lauryl sulfate		
Fer	200	µg.l ⁻¹	Fe		
Manganèse	50	µg.l ⁻¹	Mn		
Cuivre	1	mg.l ⁻¹	Cu		
Zinc	5	mg.l ⁻¹	Zn		Le zinc peut provenir d'une corrosion d'un réseau en acier galvanisé ou d'un traitement à base de phosphate-zinc.
Phosphore	5	mg.l ⁻¹	P ₂ O ₅		Les phosphates peuvent provenir d'un traitement anti-corrosion (voir Zinc), ou d'un traitement par polyphosphates.
Argent	10	µg.l ⁻¹	Ag		
Fluor	1500	µg.l ⁻¹	F	(Température de l'aire géographique : 8 à 12°C)	
Fluor	700	µg.l ⁻¹	F	(Température de l'aire géographique : 25 à 30°C)	
D. Paramètres concernant les substances toxiques.					
Arsenic	50	µg.l ⁻¹	As		
Cadmium	5	µg.l ⁻¹	Cd		
Cyanures	50	µg.l ⁻¹	CN		
Chrome total	50	µg.l ⁻¹	Cr		
Mercure	1	µg.l ⁻¹	Hg		
Nickel	50	µg.l ⁻¹	Ni		
Plomb	50	µg.l ⁻¹	Pb		Une présence de plomb excessive provient généralement du réseau où les branchements particuliers étaient souvent réalisés en plomb (interdit sur le territoire depuis la parution du décret 95-363 du 5/04/95) : alimentation en eau agressive, modification intempestive du réseau en plomb, ...
Antimoine	10	µg.l ⁻¹	Sb		

Sélénium	10	$\mu\text{g.l}^{-1}$	Se		
Hydrocarbures polycycliques aromatiques				Total des six substances suivantes	
Fluoranthène, benzo (3,4) fluoranthène, benzo (1,12) fluoranthène, benzo (3,4) pyrène, benzo (1,12) pérylène, indéno (1,2,3-cd) pyrène	0,2	$\mu\text{g.l}^{-1}$			
Benzo3,4pyrène	0,01	$\mu\text{g.l}^{-1}$			
E. Paramètres microbiologiques.					
Organismes pathogènes et en particulier :	0				
Salmonelles	0		dans 5 l		
Staphylocoques pathogènes	0		dans 100 ml		
Bactériophages fécaux	0		dans 50 ml		
Entérovirus	0		dans 10 l		
Coliformes	0		dans 100 ml	pour 95% des échantillons	
Coliformes thermotolérants et streptocoques fécaux	0		par 100 ml		
Spores de bactéries anaérobies sulfito-réductrices	1		dans 20 ml		
F. Pesticides et produits apparentés					
Insecticides organochlorés persistants, organophosphorés et carbamates, herbicides, fongicides, les PCB et PCT					
Par substance individualisée	0,1	$\mu\text{g.l}^{-1}$			
Aldrine et dieldrine	0,03	$\mu\text{g.l}^{-1}$			
Hexachlorobenzène	0,01	$\mu\text{g.l}^{-1}$			
Total des substances mesurées	0,5	$\mu\text{g.l}^{-1}$			
G. Paramètres concernant les eaux adoucies ou déminéralisées.					Sauf ECS

Dureté totale	15	°F			Sauf utilisation immédiate : cas d'un percolateur de débit de boissons par exemple.
Alcalinité	2,5	°F			
Annexe I-2 : autres références de qualité des EDCH.					
Lorsqu'un de ces paramètres est dépassé, le préfet peut prendre les dispositions référencées en article 2 du décret.					
Agressivité au $CaCO_3$	pas d'agressivité				Une eau du réseau sera donc, à priori nécessairement incrustante à froid.
Conductivité	400	$\mu S.cm^{-1}$			
Silice	10	$Mg.l^{-1}$		Augmentation en SiO_2	Cette augmentation est liée à l'apport de silicates pour un traitement anti-corrosion.
Calcium	100	$mg.l^{-1}$	Ca		
Oxygène dissous	75			En % de saturation	A 25°C : $[O_2]=8,25 mg.l^{-1}$
Carbone organique total				Pas de dérive	
Résidu sec des substances extractibles au chloroforme à pH=7	0,1	$mg.l^{-1}$			
Bore	1000	$\mu g.l^{-1}$	B		
Organochlorés autres que pesticides et produits apparentés	1	$\mu g.l^{-1}$			
Chlore résiduel	0,1	$mg.l^{-1}$	Cl_2		
Baryum	100	$\mu g.l^{-1}$	Ba		
Germes totaux	10	par ml	à 37°C		
	100		à 22°C		
Germes totaux	2	par ml	à 37°C	Eaux désinfectées à la sortie d'usine	
	20		à 22°C		
Organismes parasites, algues, ... MES.	Absence				

ANNEXE 28 : Prix estimatif des réservoirs**PRIX ESTIMATIF DES RESERVOIRS**
au 1er Janvier 1995

en millions de francs

Volume m ³	Prix au sol	Supplément pour hauteur crèpine		
		de 0 à 10 m	de 10 à 20	de 20 à 30 m
100 m ³	12 millions	0.70/m	1.20	1.40
150	15	0.80	1.40	1.80
200	17	0.90	1.60	2.20
250	19.2	1.00	1.80	2.60
300	21.2	1.10	2.00	3.00
350	22.6	1.20	2.30	3.50
400	24	1.30	2.60	4.00
450	26	1.40	2.90	4.50
500	28	1.60	3.20	5.00
600	32	1.80	3.50	5.50
700	36	2.00	3.80	6.00
800	40	2.20	4.20	6.60
900	44	2.50	4.60	7.20
1000	48	2.80	5.00	7.80

EXEMPLE : Réservoir dont la crèpine est à 16m au dessous du sol.
et de 500 m³ de capacité

$$\text{Prix} = 28 + 10 \times 1,6 + 6 \times 3,2 = 63,2 \text{ millions}$$

ANNEXE 29 : Coefficient de flambement

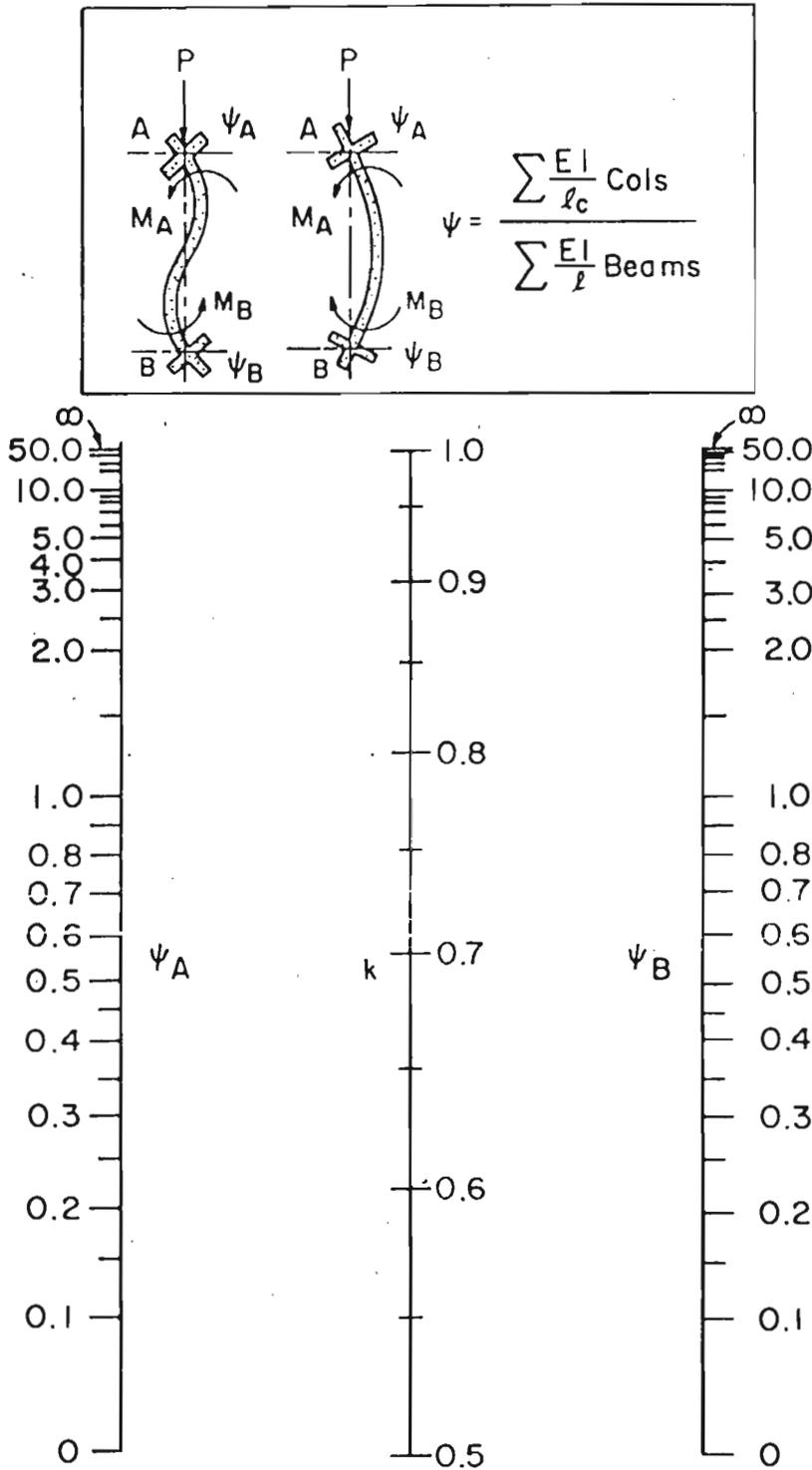
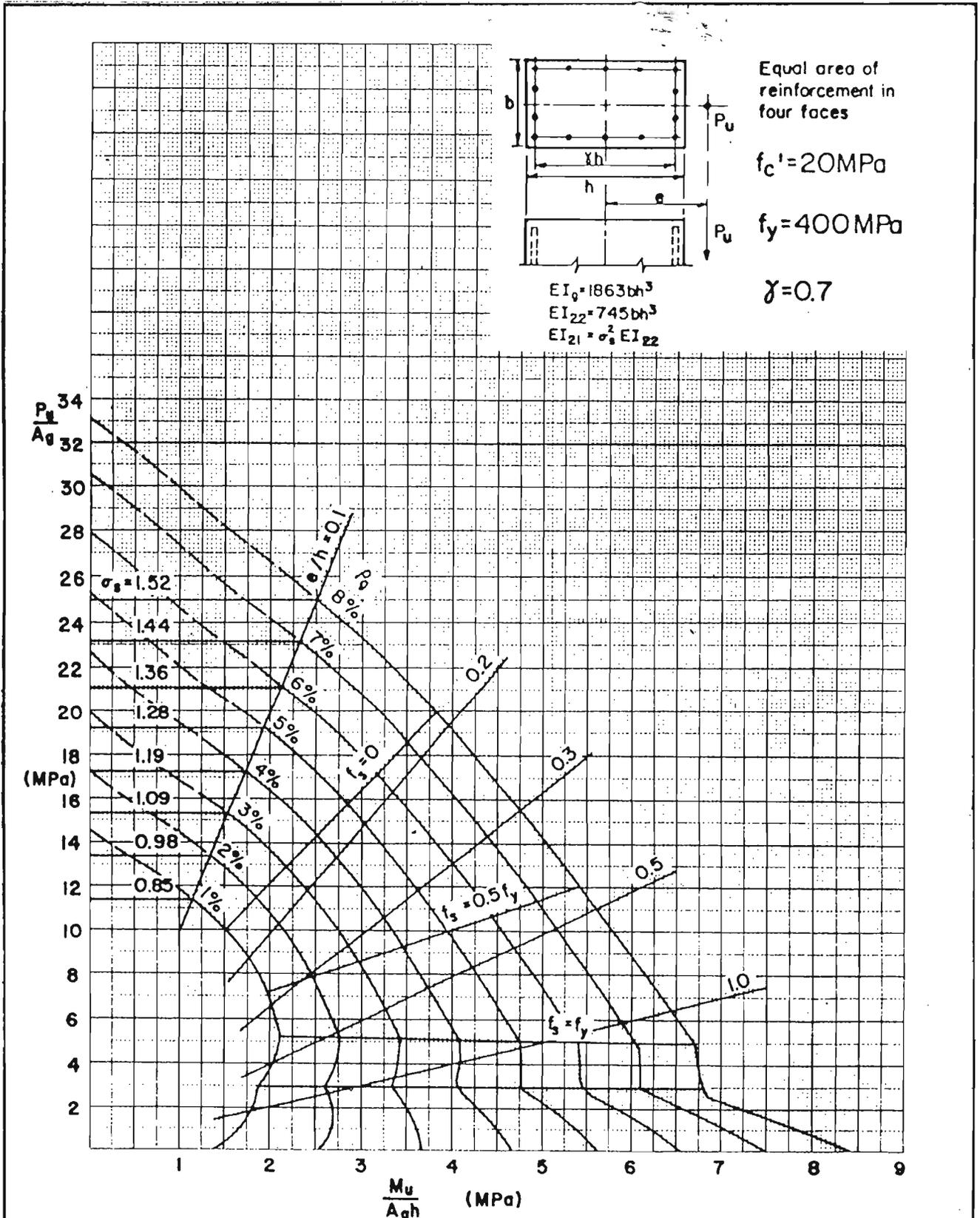


Fig. 3.1 Effective Length Factors for Braced Frames

ANNEXE 30 : Courbes d'interaction : Poteau rectangulaire



**Fig. 3.31 Column Interaction Diagram
Rectangular Tied Columns**

Ref. : Structural engineering Handbook

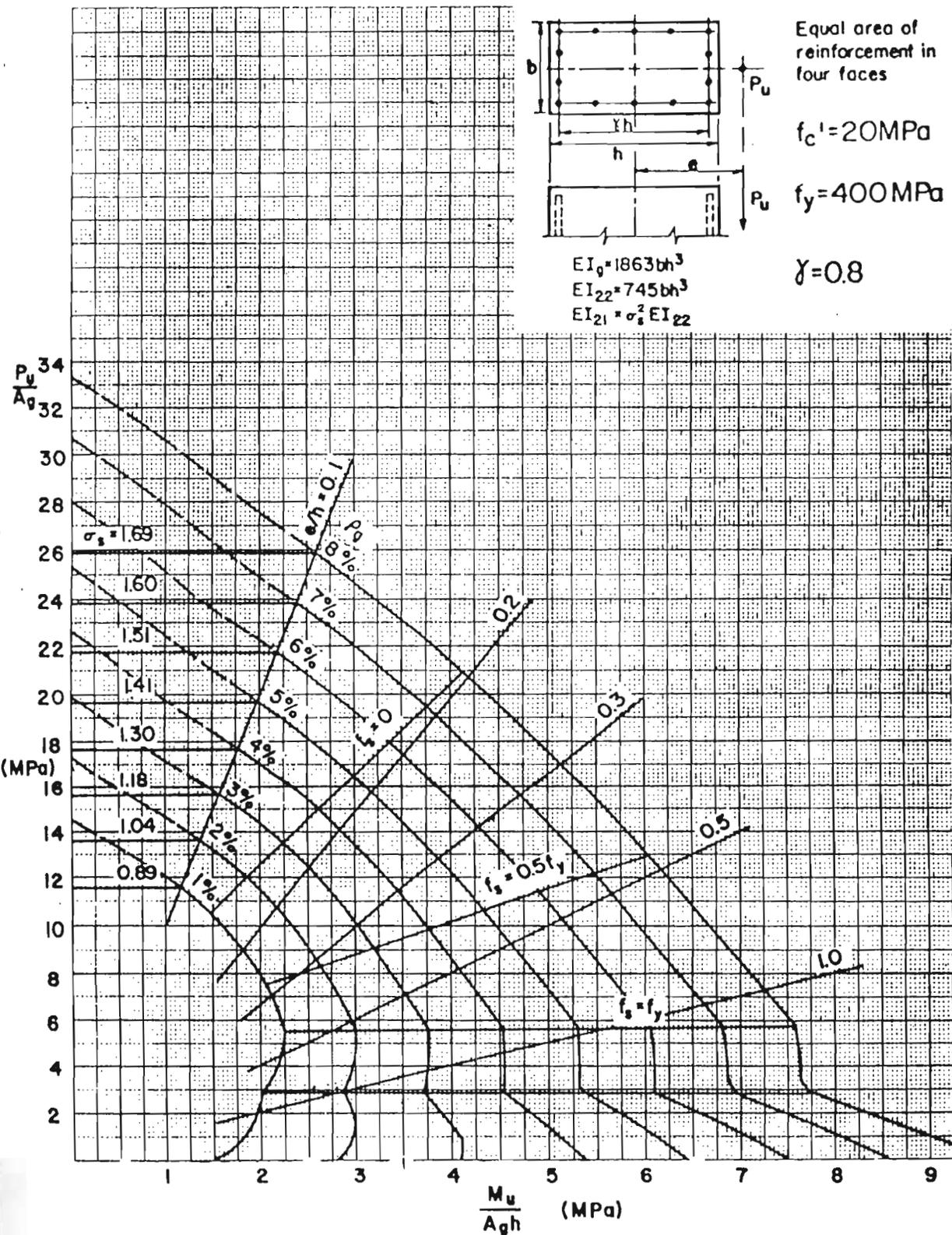
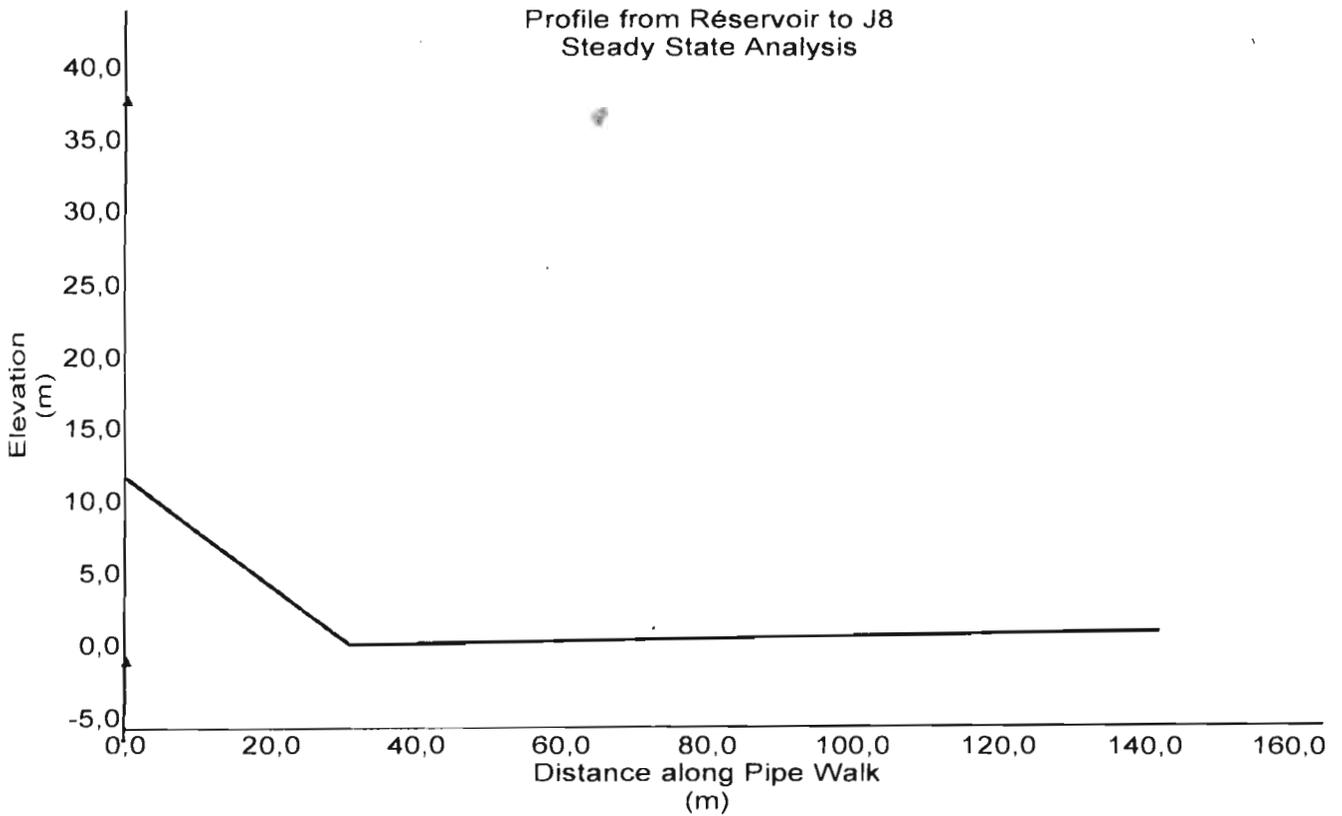
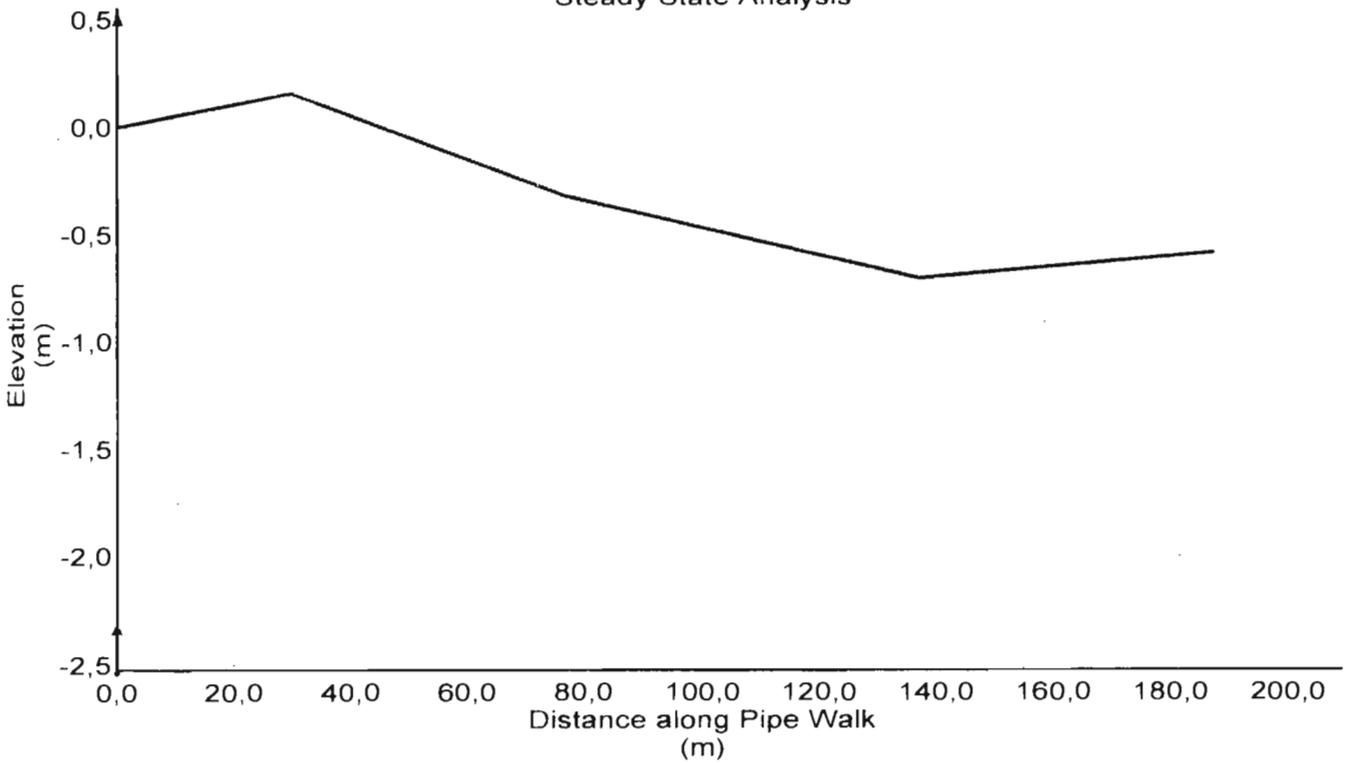


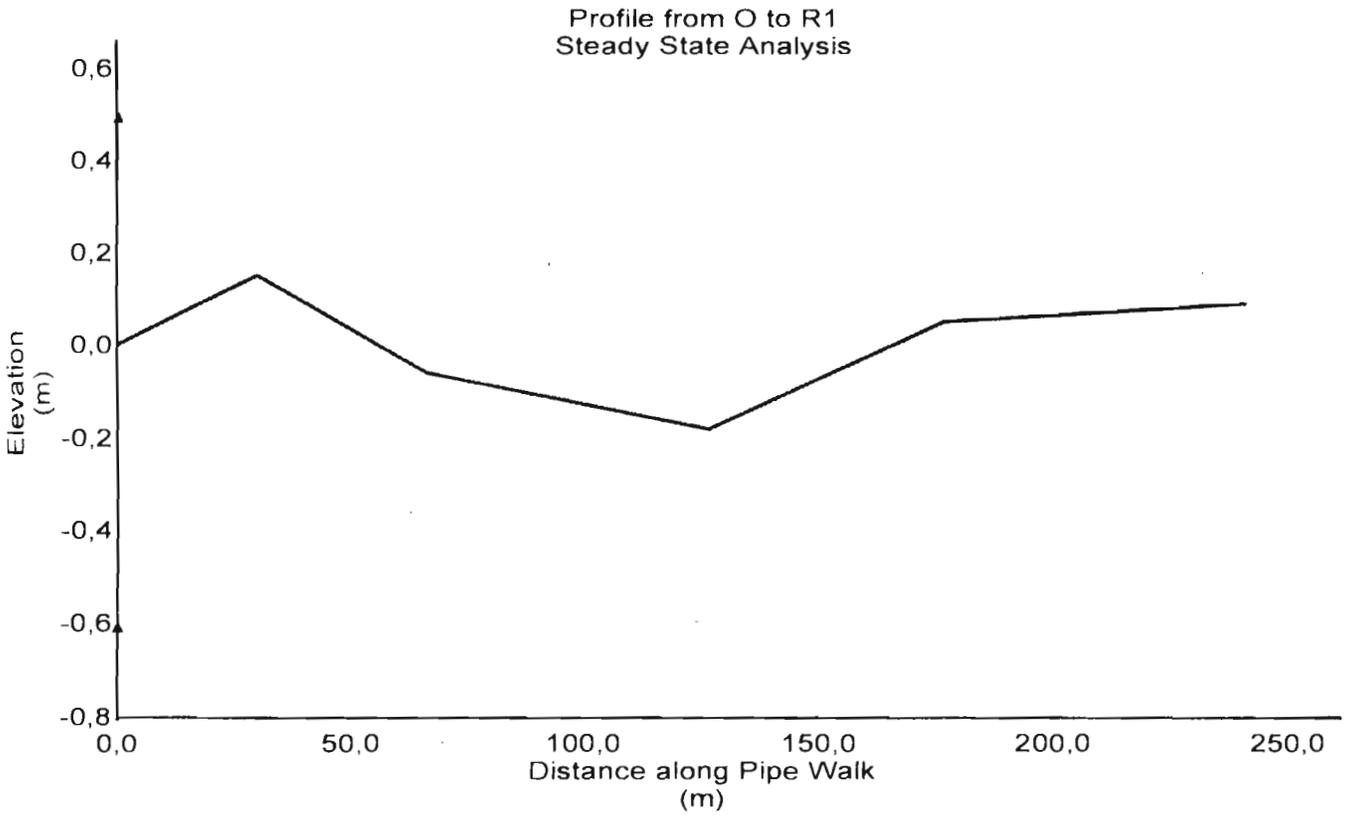
Fig. 3.32 Column Interaction Diagram
Rectangular Tied Columns

ANNEXE 31 : Profils en long

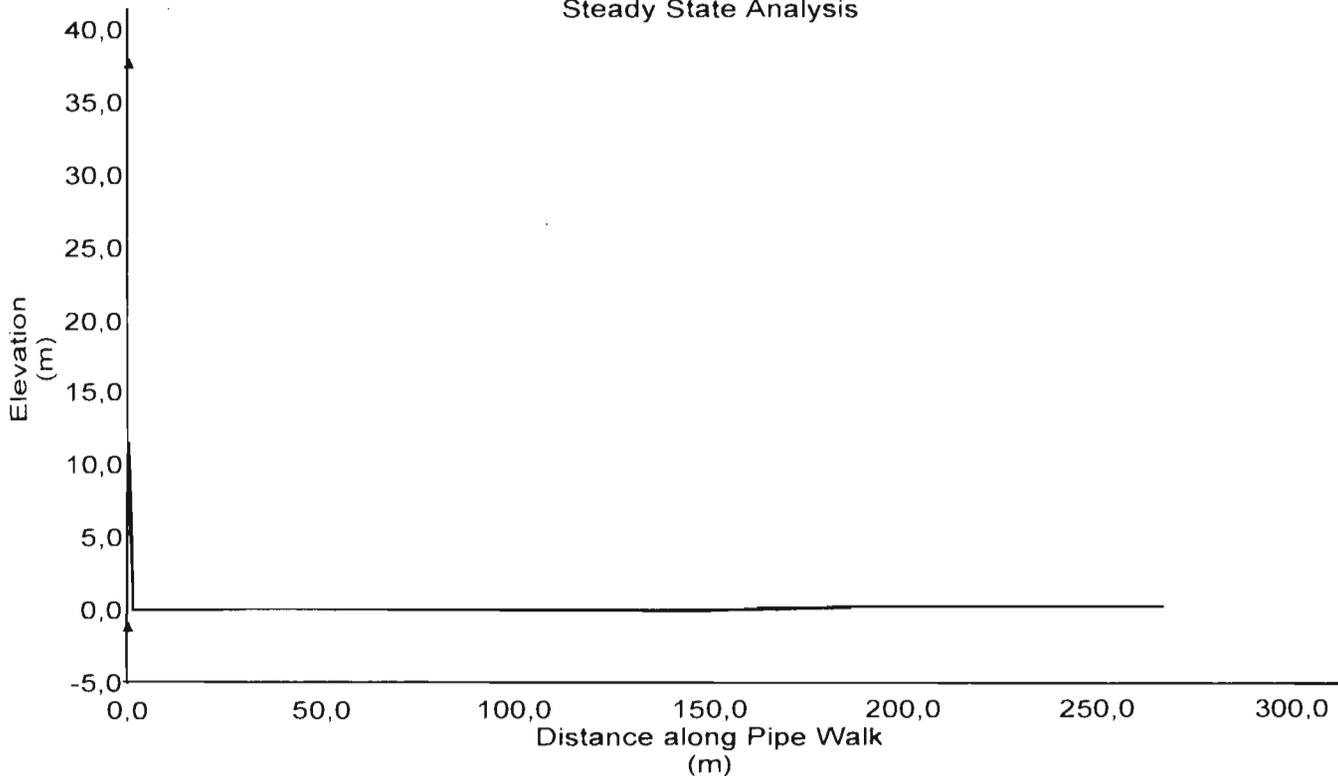


Profile from O to P6
Steady State Analysis

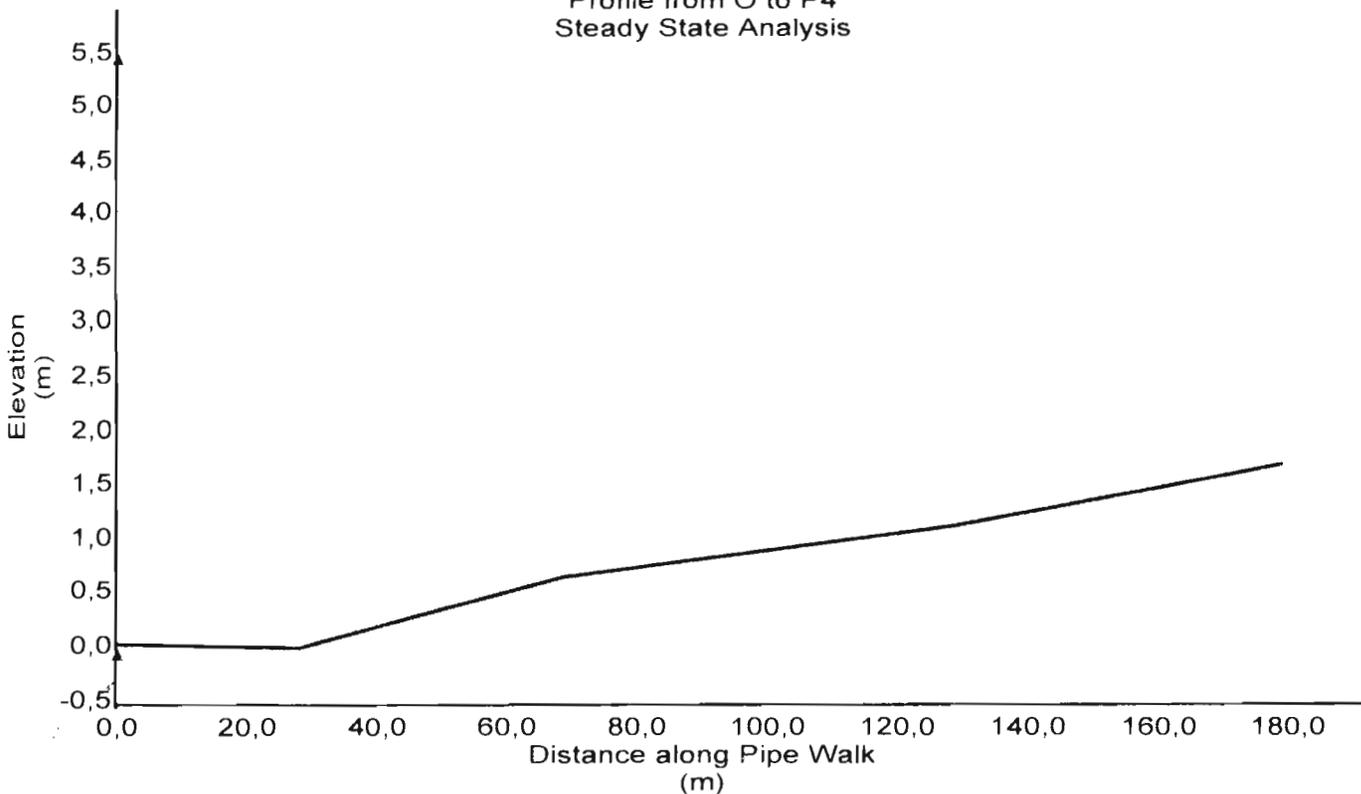


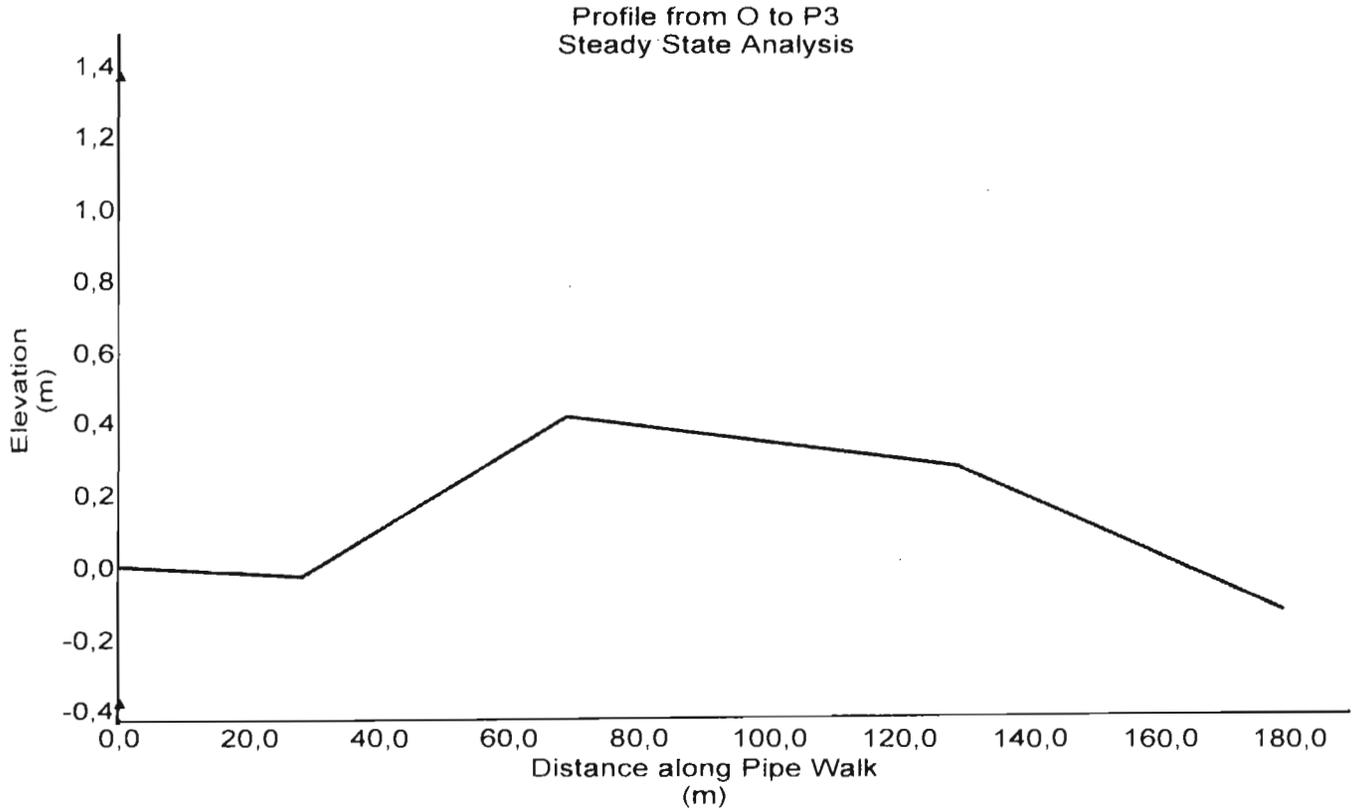


Profile from Réservoir to R1
Steady State Analysis



Profile from O to P4
Steady State Analysis





ANNEXE 32 : Résultats dimensionnement à partir d'un autre logiciel : Watercad, du réseau avec BF

Steady State Analysis Pipe Report

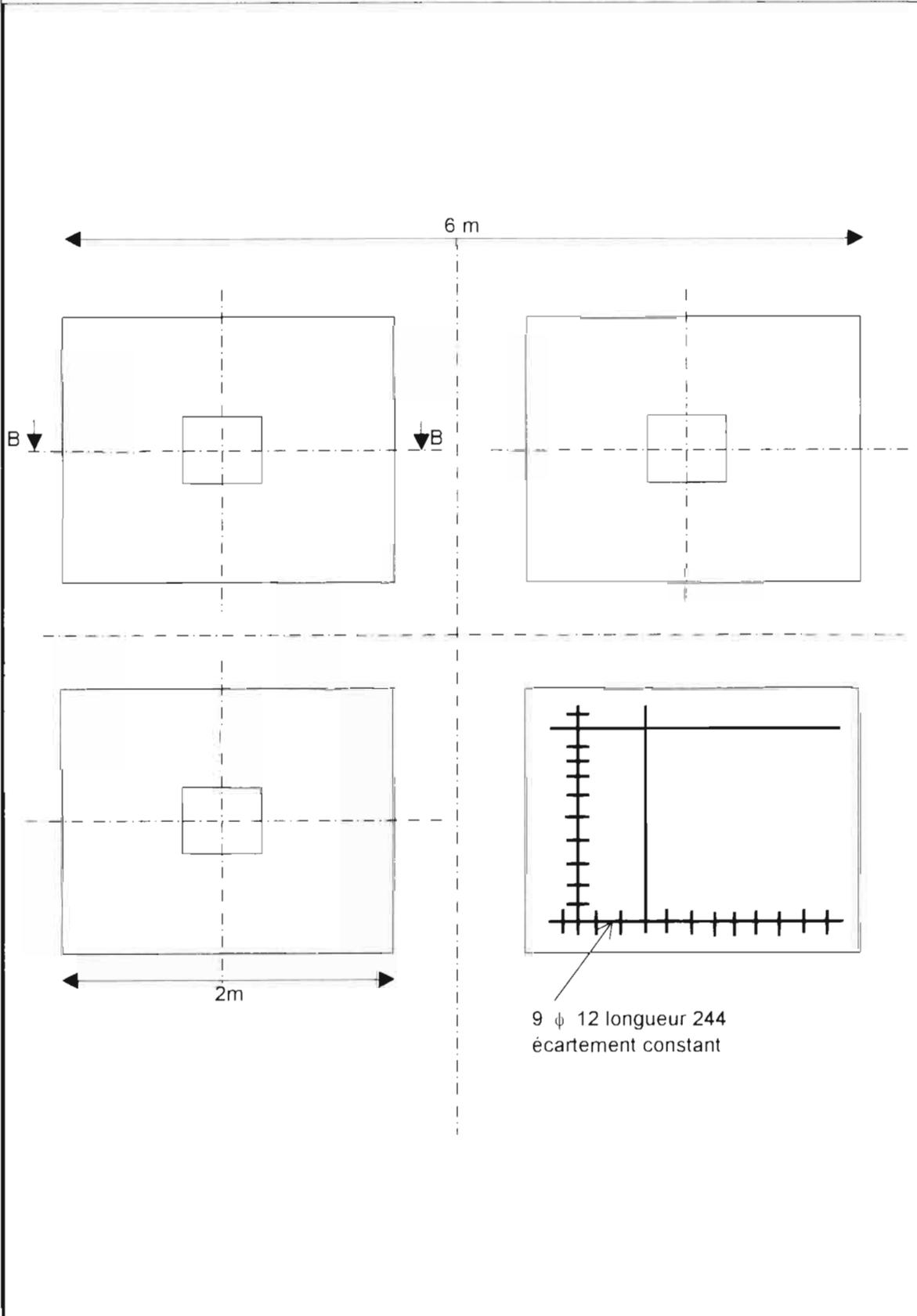
Link Label	Length (m)	Diameter (mm)	Material	Roughness	Minor Loss	Initial Status	Current Status	Discharge (l/s)	Start Hydraulic Grade (m)	End Hydraulic Grade (m)	Headloss (m)	Friction Slope (m/km)	Velocity (m/s)
P5-R1	70,95	30	PVC	130,0	0,00	Open	Open	0,0069	11,40	11,39	0,69e-3	0,01	0,00982
J1-P5	55,00	30	PVC	130,0	0,00	Open	Open	-0,0069	11,40	11,40	0,53e-3	0,01	0,00982
P2-J3	51,70	30	PVC	130,0	0,00	Open	Open	0,1233	11,48	11,37	0,10	1,99	0,17443
I2-P2	33,00	45	PVC	130,0	0,00	Open	Open	-0,1969	11,48	11,50	0,02	0,66	0,12383
P1-J6	45,10	30	PVC	130,0	0,00	Open	Open	0,0667	11,49	11,46	0,03	0,64	0,09436
P1-J8	111,10	30	PVC	130,0	0,00	Open	Open	0,0666	11,49	11,42	0,07	0,64	0,09422
I2-R3	16,50	30	PVC	130,0	0,00	Open	Open	0,0243	11,50	11,50	0,16e-2	0,10	0,03438
I2-R2	6,60	30	PVC	130,0	0,00	Open	Open	0,0092	11,50	11,50	0,11e-3	0,02	0,01297
O-I2	1,65	45	PVC	130,0	0,00	Open	Open	-0,2304	11,50	11,50	0,14e-2	0,88	0,14488
P2-J1	106,00	30	PVC	130,0	0,00	Open	Open	-0,0736	11,40	11,48	0,08	0,77	0,10418
O-P1	30,80	45	PVC	130,0	0,00	Open	Open	0,1333	11,50	11,49	0,01	0,32	0,08381

Steady State Analysis Junction Report

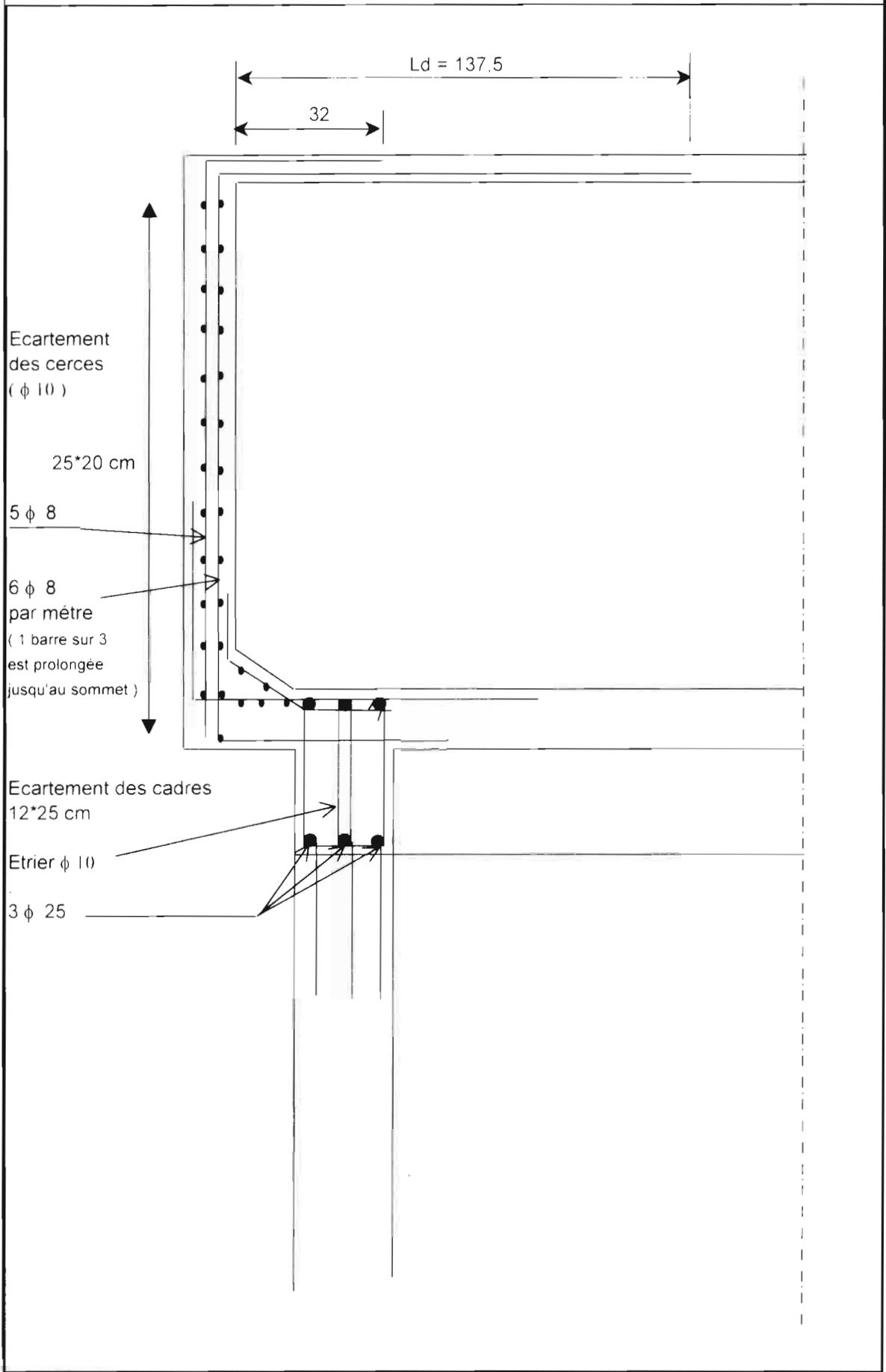
Node Label	Elevation (m)	Demand Type	Demand (l/s)	Demand Pattern	Calculated Demand (l/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (kPa)
P5	0,05	Demand	0,0000	Fixed	0,0000	11,40	110,98
J3	-0,33	Demand	0,1233	Fixed	0,1233	11,37	114,49
R1	0,09	Demand	0,0069	Fixed	0,0069	11,39	110,63
P2	0,15	Demand	0,0000	Fixed	0,0000	11,48	110,80
P1	-0,03	Demand	0,0000	Fixed	0,0000	11,49	112,69
J6	0,42	Demand	0,0667	Fixed	0,0667	11,46	108,01
J8	1,08	Demand	0,0666	Fixed	0,0666	11,42	101,14
I2	0,00	Demand	0,0000	Fixed	0,0000	11,50	112,48
R3	0,00	Demand	0,0243	Fixed	0,0243	11,50	112,46
R2	0,00	Demand	0,0092	Fixed	0,0092	11,50	112,48
J1	-0,19	Demand	0,0667	Fixed	0,0667	11,40	113,28

ANNEXE 33 : PLANS DE FERRAILLAGE

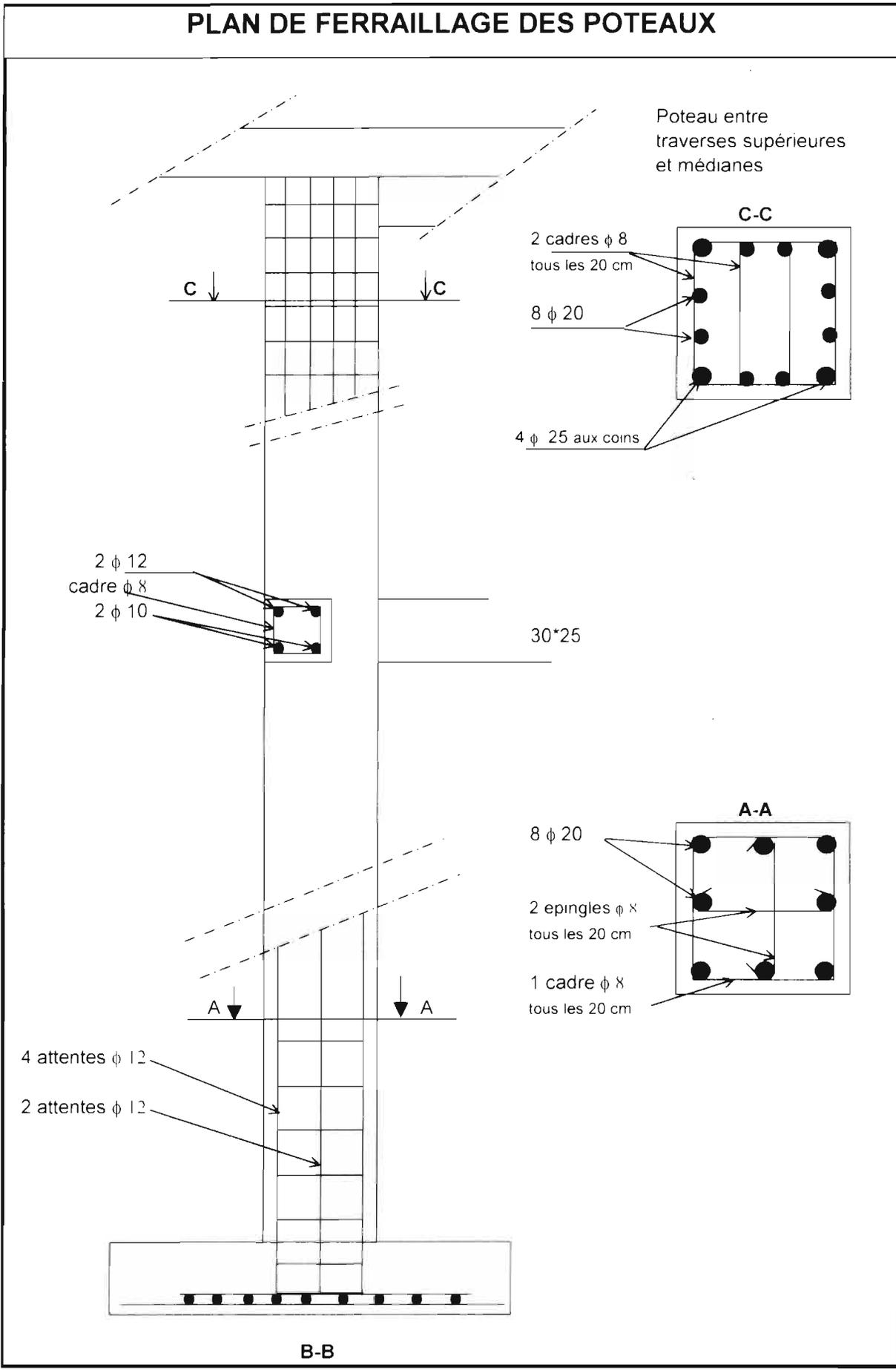
PLAN DE FERRAILLAGE DES SEMELLES



PLAN DE FERRAILLAGE DE LA PAROI CYLINDRIQUE



PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX



PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE BASSE

1) 12 ϕ 12 longueur constante
2,75 m e = 0,29

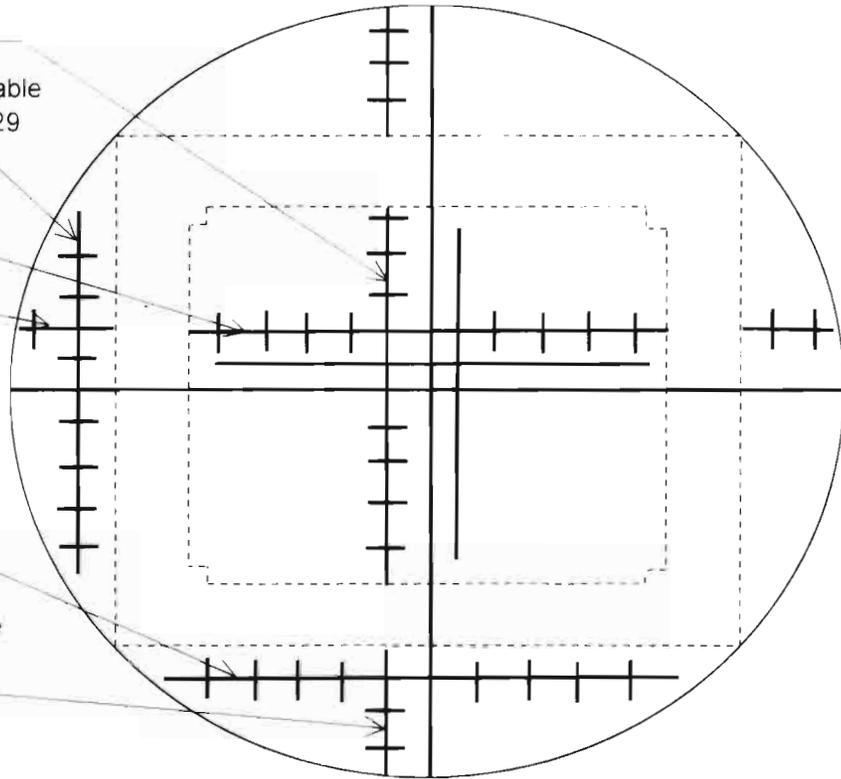
2) 11 ϕ 12 longueur variable
de 4,8 m à 5,5 m e = 0,29

1)

3)

2)

3) 4 ϕ 8 longueur variable
de 2 m à 3,5 m e = 0,29



NAPPE INFÉRIEURE

4) 4 ϕ 8 longueur variable
de 2 m à 3,5 m e = 0,15

5) 13 ϕ 12 longueur variable
de 1,40 m à 1,75 m

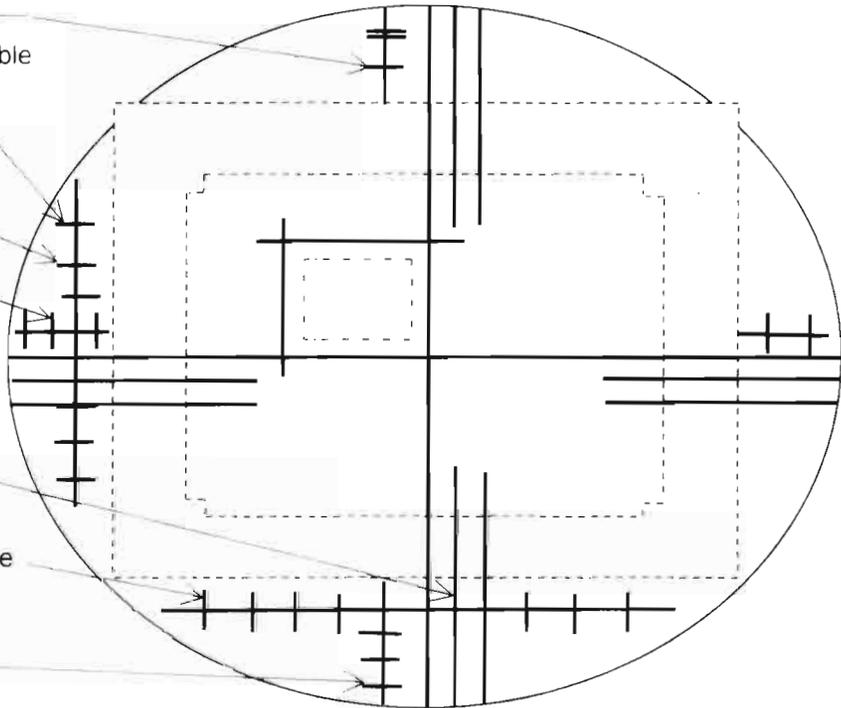
1)

4)

5)

6) 7 ϕ 12 longueur variable
de 4,8 m à 5,5 m

4)



NAPPE SUPÉRIEURE

Annexe 34 : Tableau des sections d'armatures

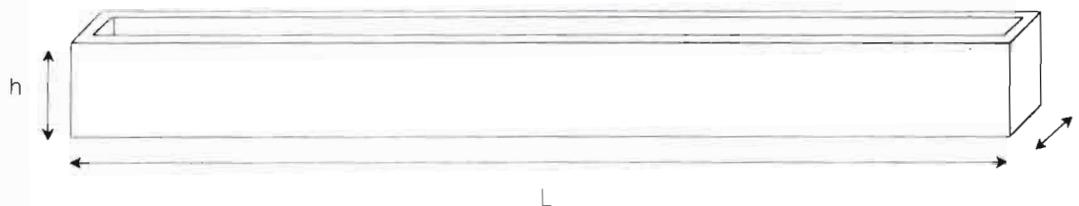
Eléments	En travée	Aux appuis	
Poutre 9	3 ϕ 25	3 ϕ 25	
Poutre 8	2 ϕ 12 + 2 ϕ 16	2 ϕ 16	
Poutre 7	2 ϕ 10	2 ϕ 12	
Poteau I	4 ϕ 25 + 8 ϕ 20		
Poteau II	8 ϕ 20		
Poteau III	8 ϕ 20		
Semelles	12 ϕ 12		
Cerces tranche I	5 ϕ 10		paroi cylindrique
Cerces tranche II	5 ϕ 10		
Cerces tranche III	5 ϕ 10		
Cerces tranche IV	5 ϕ 10		
Cerces tranche V	5 ϕ 10		
Armatures transversales	5 ϕ 8		
Armatures longitudinales	7 ϕ 12 dans les 2 directions	6 ϕ 12 dans les 2 directions	Radier
Armature transversales	Aucunes		
Couverture	4 ϕ 8	6 ϕ 8 (contour)	

ANNEXE 35 : Conception de l'abreuvoir

Les besoins du cheptel sont évalués en considérant une progression géométrique avec un taux d'accroissement de 6 %.

On obtient un débit total de 25,24 m³ / j

L'abreuvoir sera de forme rectangulaire

Caractéristiques abreuvoir

Longueur : $L = 6$ m

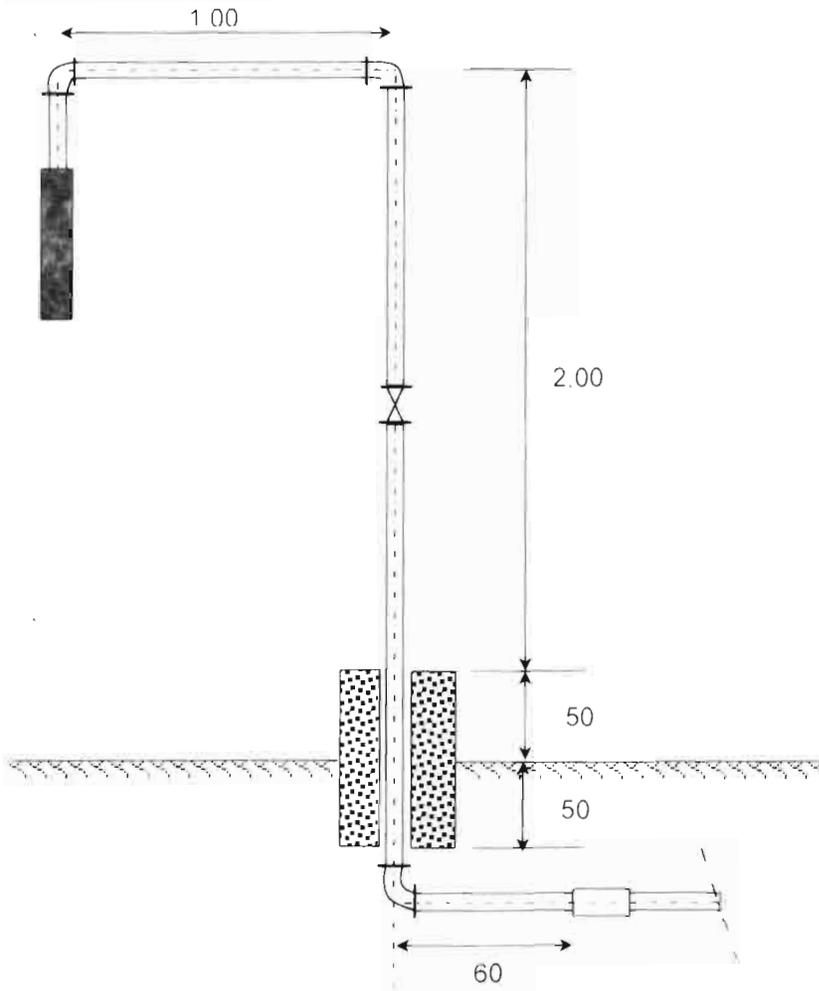
Largeur : $l = 2,5$ m

Hauteur : $h = 1$ m

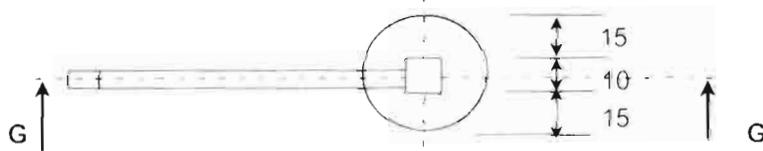
Soit un volume de $V = 15$ m³

Pour assurer l'alimentation correcte en eau du bétail, l'abreuvoir, d'un volume pris égal à 15 m³ sera rempli plusieurs fois par jour.

ANNEXE 36 : Conception de la Potence



Coupe G - G



Vue de dessus

BIBLIOGRAPHIE

- 1- Hydraulique urbaine , tome II . Edition Eyroles 1979.
André DUPONT
- 2- Cours d'hydraulique urbaine DUT 1998-1999.
Professeur Séni TAMBA
- 3- Hydraulique urbaine EPM, 1987.
Roger LABONTE
- 4- Alimentation en eau potable, Lausanne 1982.
L.Y Maystre, Th. Rothen
- 5- Etude de l'amélioration du système d'approvisionnement en eau potable du village de Thiénaba et de ses environs. PFE, école polytechnique de Thiès, juin 1984
Seydou SY SALL
- 6- Alimentation en eau potable de la ville de Bakel. PFE, EPT, 1998.
Papa M. DIAGNE
- 7- Étude de l'amélioration de l'alimentation en eau potable d'un centre rural de la région de Thiès : Cas de Thiénaba. PFE, ESP Thiès, juillet 1999.
Amy KHAYA
- 8- Assainissement des eaux EPM.
- 9- Traitement des potables et usées, Québec.
- 10- Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83
Pierre CHARON
- 11- Calcul des éléments simples et des structures de bâtiment BAEL 91.
Jean Pierre MOUGIN – R.C. LAVAUUR
- 12- Béton armé, calcul aux états limites, théories et pratiques.
Aram SAMIKIAN
- 13- Traité de béton armé Tome 2, 3, 4, 6.
A. GUERRIN

- 14- Design comparatif de château d'eau en BA suivant une étude par éléments finis.
PFE., EPT. Cheikh WADE, juillet 1990
- 15- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- 16- Concrete information
Portland cement association
- 17- Metric design handbook
Portland cement association
- 18- Structural engineering handbook; Third edition.
Edwin H. GAYLORD, Jr; Charles N. GAYLORD.
- 19- Technique de l'ingénieur, C1, C4 (1996)
Gilbert LACOMBE.
- 20- Thin Shell concrete structures
Billington
- 21- Cours supérieur de béton armé
Paul Dinnequin, 1987.
- 22- Théorie des coques de révolution
Dr. E. RAMM
Traduit de l'allemand par Dr Aliou DIACK
- 23- Logiciel Watcad et Watercad.