

République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed El Bachir El ibrahimi –  
Bordj Bou Arreridj  
Faculté des Sciences et de Technologie  
Département Génie Civile

جامعة محمد البشير الإبراهيمي « برج بوعريريج »  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية



# MEMOIRE

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLOME DE MASTER

Filière : Génie Civil  
Spécialité : structure

## Thème

**ETUDE D'UN RESERVOIR SEMI-ENTERRE DE  
CAPACITE 500 m<sup>3</sup> à GHAILASSA Wilaya de B.B.A**

Présenté par :

DOUADI YASSINE  
BAHLOULI YOUCEF

Encadreur : BOUZID ET ABDE MEZIANE

**Devant le jury :**

Président : DEBOUCHA

Examineur : LOGZIT. N

Examineur : MAZOS . A

2018-2019

# REMERCIEMENTS

- ❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mes encadreurs **Mr BOUZID. Mr ABD MAZIANE et Mr LOGZIT.N** pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*
- ❖ *Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres d jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ❖ *Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

# DÉDICACES

*En premier lieu, je remercie le dieu le tout-puissant de m'avoir aidé durant toute ma vie, sans lui ce manuscrit n'aurait pas pu voir le jour.*

*J'ai un grand plaisir de dédier ce modeste travail à :*

*A mes chères parent pour leur encouragements, leur soutient, et surtout leur sacrifices afin que rien n'entrave le découlement de mes étude, merci mes parent*

*A mes frères et mes sœurs pour soutien et leur encouragement*

*A binôme BAHLOULI YUCEF*

*A toute mes amis(es)*

*A toute ma famille*

*A tous ceux que j'aime et je respecte*

*A tous ce qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce mémoire merci*

# DÉDICACES

*En premier lieu, je remercie le dieu le tout-puissant de m'avoir aidé durant toute ma vie, sans lui ce manuscrit n'aurait pas pu voir le jour.*

*J'ai un grand plaisir de dédier ce modeste travail à :*

*A mes chères parent pour leur encouragements, leur soutient, et surtout leur sacrifices afin que rien n'entrave le découlement de mes étude, merci mes parent*

*A mes frères et mes sœurs pour soutien et leur encouragement*

*A binôme DOUADI YASSINE*

*A toute mes amis(es)*

*A toute ma famille*

*A tous ceux que j'aime et je respecte*

*A tous ce qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce mémoire merci*

# **Introduction général**

### **Introduction générale:**

Les réservoirs sont utilisés depuis l'antiquité voir l'ère des égyptiens, dans différents domaines, et sous différentes formes géométriques.

Le réservoir d'eau potable constitue un élément de fonctionnement des systèmes de distribution. Son rôle a varié sensiblement au cours du temps, servant d'abord de réservoir d'eau, d'un point de charge pour assurer la pression aux habitants, et il assure une liaison hydraulique entre les ouvrages.

Les réservoirs peuvent être simples ou complexes avec des formes carrées, rectangulaires ou cylindriques et formés de plusieurs cellules ou cuves.

Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie ou en acier pour de petites capacités; en béton armé pour les capacités importantes.

Pour notre cas d'étude, nous avons choisies un réservoir d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>, situé à la commune de GHAILLASSA.

### **Problématique :**

- Quelle est le rôle d'un réservoir ?
- Quelle sont ses différents types ?
- Quels sont les paramètres ou les normes déterminants leurs capacités?
- La problématique d'alimentation en eau potable dans l'agglomération de REGRAGUA Commune de GHILASSA ?
- Quels sont les besoins en eau et les ressources disponibles ?
- Est-ce que ce projet répond aux besoins de l'agglomération ?
- Comment dimensionner ce réservoir, en termes de coffrage et ferrailage ?

Pour bien mener l'étude, nous avons élaboré le plan de travail suivant :

### **Partie1 : partie bibliographie**

Chapitre1 : généralité sur les réservoirs.

Chapitre 2 : méthode de calcul.

### **Partie1 : partie hydraulique**

Chapitre 1 : présentation du site.

Chapitre 2 : estimation des besoins en eau.

Chapitre 3 : évaluations des besoins

### **Partie1 : partie génie civil**

Chapitre 1 : dimensionnement des éléments résistants du réservoir.

Chapitre 2 : devis quantitatif des travaux.

En fin on terminera l'étude par une conclusion générale qui résumera les points essentiels qu'on a découvert sur ce projet.

# **PARTIE 1**

## **Recherche Bibliographique**



## CHAPITRE I

### I-Généralité sur les réservoirs :

#### I.1.Définition :

Un réservoir d'eau est par définition un contenant hermétique de différents volumes possibles dont l'usage est de stocker de l'eau selon la provenance de celle-ci : eau de pluie ou du service des eaux, le réservoir peut être ou non à usage alimentaire.

#### I.2.Type de réservoirs :

On peut classer [1] les réservoirs selon leur position par rapport au sol en deux types : à savoir le réservoir surélevé et le réservoir au sol. Lorsque la topographie permet de disposer d'un point haut, on construit un réservoir au sol. En revanche, lorsque le terrain ne présente pas de point suffisamment élevé, on opte pour un réservoir surélevé.

##### I.2.1.Réservoirs surélevés :

Dans la mesure du possible, ces réservoirs sont placés en altitude pour fournir passivement de la pression à l'utilisateur final. Le remplissage du réservoir se fait par une pompe d'alimentation de façon automatique, afin de maintenir un niveau constant à l'intérieur de celui-ci. De plus, une grande hauteur de réservoir pénalise la phase de production mais favorise la phase de distribution de l'eau. Ces réservoirs peuvent être soit sur une tour (figure I.1), soit sur des pylônes de grande hauteur (châteaux d'eau) (figure I.2) ou sur un bâtiment.



**Fig. I.1.** Réservoir surélevé de 1500 m<sup>3</sup> (BOUMERDES). [9]



**Fig. I.2** .Vue générale du réservoir sis à Sheikh Oumedour. [9]

### **I.2.2.Réservoir au sol:**

Ce type de réservoir est généralement situé dans les zones les plus hautes de la ville pour que l'eau s'écoule toute seule vers les consommateurs.

Ils possèdent une grande capacité de stockage .pour respecter le paysage ils sont parfois enterrés.

Ces réservoirs peuvent être posés au sol (figure 1.4.), semi enterrés ou entièrement enterrés.

Pour les réservoirs posés au sol (ou très peu enterré), le radier est toujours placé au contact du sol sur un béton maigre de 5 à 10cm d'épaisseur.



**Fig. I.3.** Réservoir circulaire posé au sol en béton armé [9]

### **I.3. Capacité des réservoirs :**

#### **I.3.1. Généralités :**

La capacité d'un réservoir [1] doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation de l'ouvrage situé en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

En ce qui concerne les ouvrages amont, qui consomment souvent beaucoup d'énergie, leur exploitation est le plus souvent soit continue (ce qui permet de les réaliser pour le débit moyen seulement) soit limitée aux heures où le prix de l'énergie est moins élevée. C'est-à-dire actuellement entre 22 heures et 6 heures. Dans ce dernier cas, le débit équipé devra être égal à 3 fois le débit moyen, et avoisinera donc, comme on va le voir, le débit de pointe. L'économie apportée par le réservoir, se limitera alors pratiquement à celle réalisée sur le prix de l'énergie.

### I.3.2. Principe de calcul de la capacité :

Dans ces conditions, il est commode, pour estimer la capacité d'un réservoir journalier, d'avoir recours à un graphique tel que ceux Fig.I.11 à Fig.I.1. on trouve sur ces graphique, à la partie supérieure les variations en fonction du temps du débit pompé (entrant dans le réservoir) et du débit distribué (sortant), et au-dessous les variations du volume contenu dans le réservoir, à partir d'une origine arbitraire (ici 0h) ; ce volume représente l'intégrale de la différence des deux débits précédents ; la partie inférieure, un tableau donne, pour chaque période de fonctionnement, les valeurs des débits et des volumes pompé ou distribués précédents, et, aux instants origine arbitraire sont déterminés de façon que contenu ne soit jamais négatif.

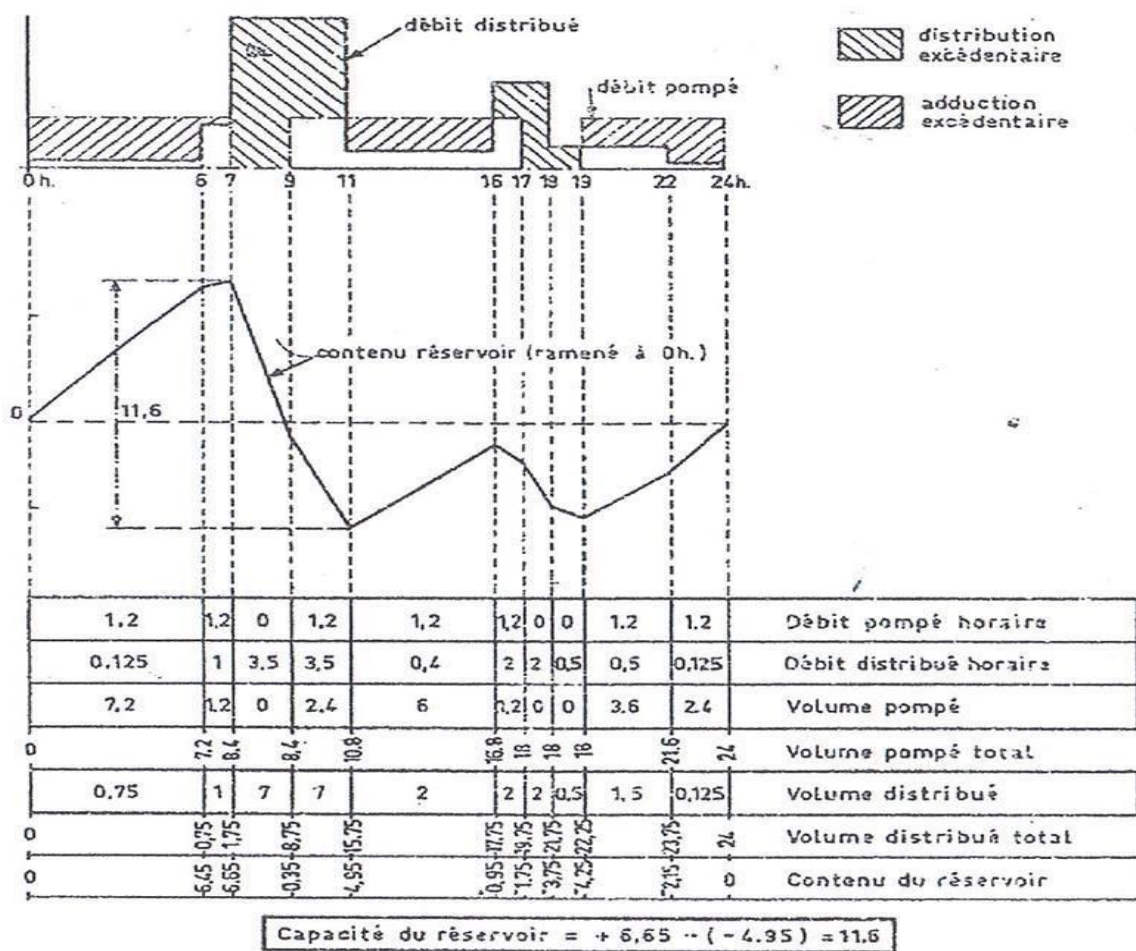


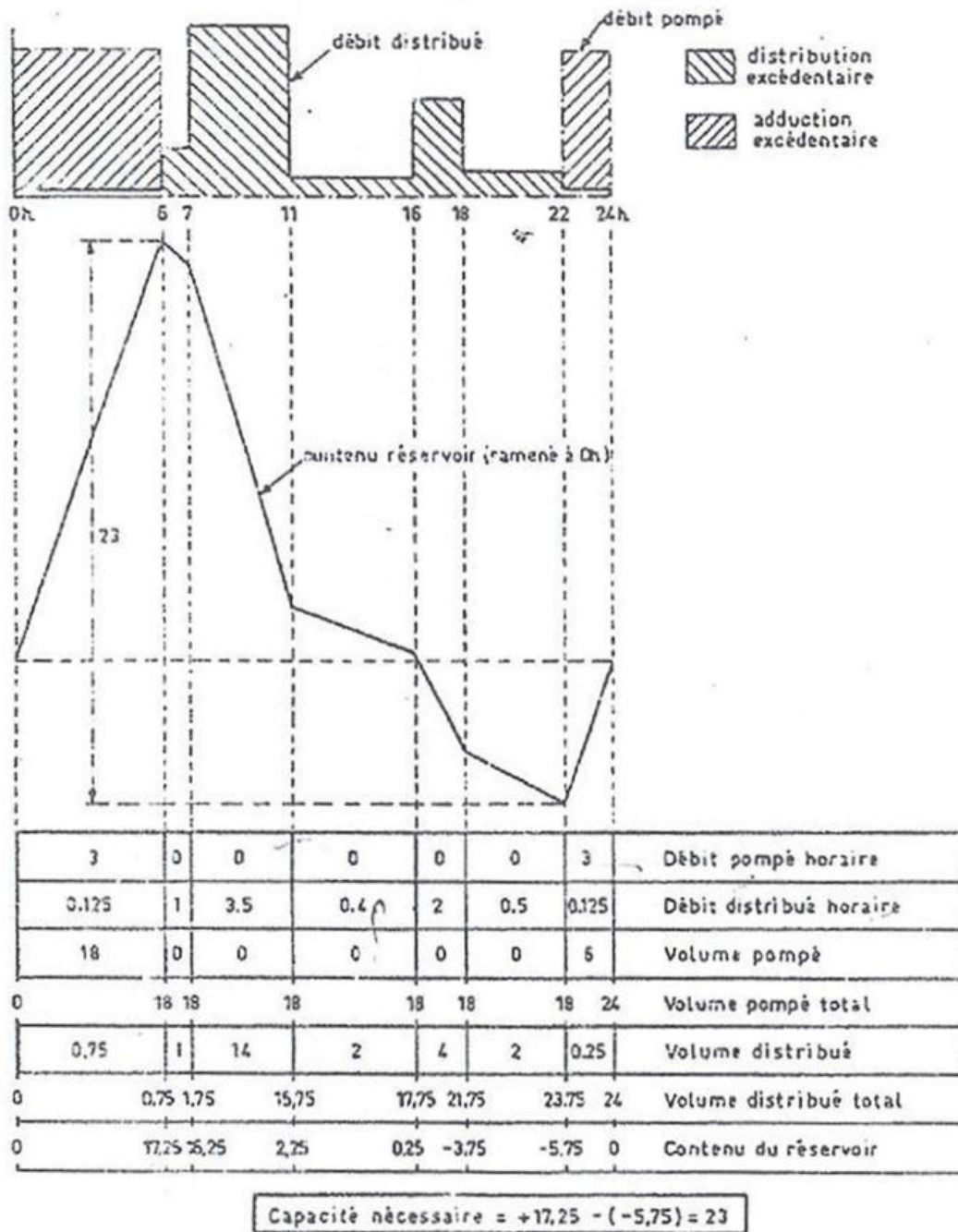
Fig. I.4. Capacité du réservoir en adduction hors pointes [1]

### I.3.3. Valeur théorique de la capacité :

Sous cette forme, la figure I.4 est relative à une alimentation continue au débit moyen, la figure I.3 correspond à un pompage nocturne de durée 10 heures, entre 20 heures et 6 heures ; puis la figure I.2 montre le cas d'un pompage nocturne limité aux heures creuses de fourniture d'énergie, c'est-à-dire entre 22 heures et 6 heures. Enfin la figure I.1 montre le cas où, sous l'influence d'une tarification dissuasive pendant les heures de pointe (7 h à 9 h et 17 h à 19 h d'octobre à avril) on pompe de façon continue sauf pendant ces heures. [1]

On voit sur ces quatre exemples, que, pour une variation de la demande représentée par la figure I.4, l'alimentation continue, qui ne requiert qu'un débit égal au débit moyen  $q_m$  de la journée considérée, nécessite un volume d'accumulation égal seulement à 10h de ce débit, c'est-à-dire  $10/24 = 41.7\%$  du volume consommé dans la journée. Le pompage nocturne pendant 10 heures, avec un débit égal à  $2.4 q_m$ , nécessite un réservoir pouvant contenir 22 heures de débit moyen, soit  $22/24 = 91.7\%$  de la consommation journalière. Quant au pompage limité strictement aux 8 heures creuses, il requiert un volume assez peu supérieur au précédent=23 heures de débit moyen, soit  $23/24 = 95.8\%$  de la consommation journalière, mais il en diffère surtout par un débit de pompage sensiblement plus élevé, puisqu'égal à  $3 q_m$ . En revanche, le pompage hors point ne requiert qu'un débit de  $1.2 q_m$ , et le volume du réservoir atteint à peine la moitié de l'apport journalier ( $11.6/24=48.6\%$ ).





**Fig. I.5** .Capacité du réservoir en adduction nocturne (pompage 8 heures) [1]

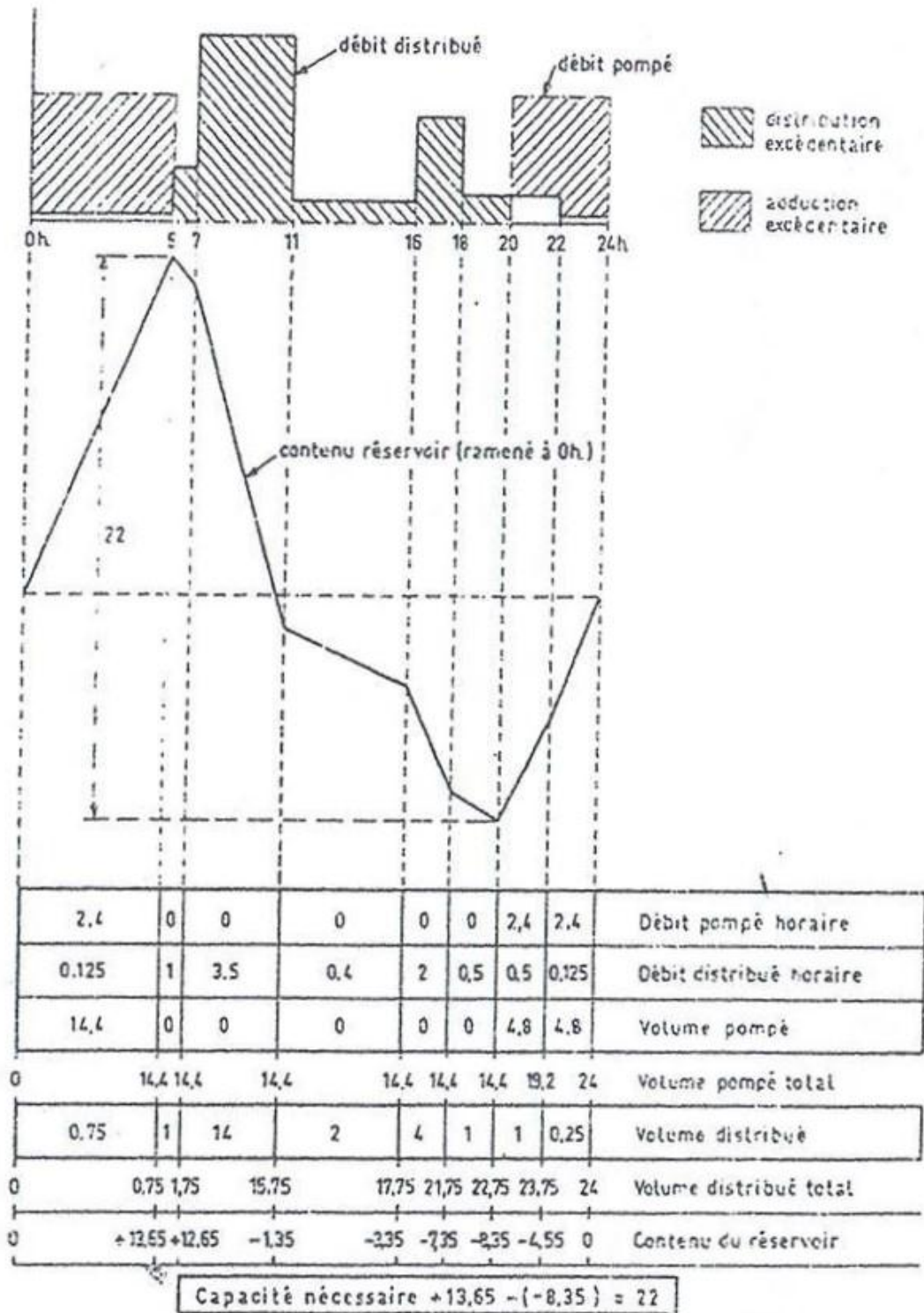


Fig. I.6. Capacité du réservoir en adduction nocturne (pompage 10 heures). [1]

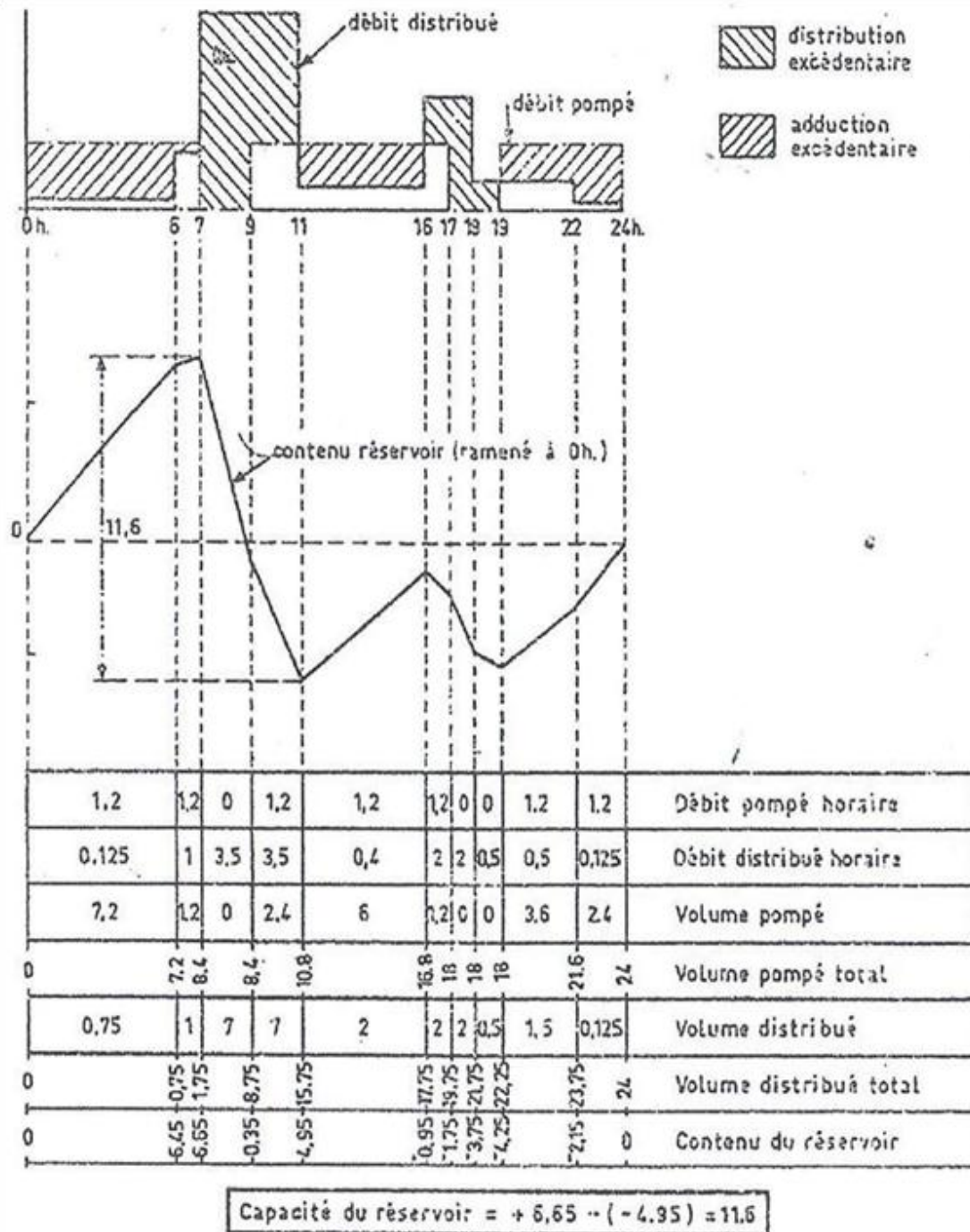


Fig. I.7. Capacité du réservoir en adduction continue. [1]

## I.4. Emplacement des réservoirs et types d'alimentations:

### I.4.1. Implantation en plaine :

Lorsque l'agglomération à desservir est implantée en plaine, la localisation du réservoir [1] est très libre. Celui-ci doit d'ailleurs nécessairement être surélevé, ce qui influe sur son mode de construction.



**a).Alimentation permanente :**

Si l'alimentation du réservoir est effectuée en jour (soit par gravité depuis un relief éloigné, soit par pompage permanent) on a intérêt à placer le réservoir le plus près possible des utilisateurs. En effet, on diminue ainsi la longueur des canalisations qui doivent transiter le débit de pointe, lequel occasionne à section égale des pertes de charge dix fois supérieures au débit moyen.

**b).Alimentation nocturne :**

Si l'alimentation est effectuée par pompage nocturne seulement (8 heures par nuit) les débits servant de base au calcul des pertes de charge sont du même ordre de grandeur ; néanmoins en plaçant le réservoir à proximité des consommateurs, on diminue sa hauteur. Dans le même esprit, si l'agglomération est étendue (urbanisation le long d'une voie principale par exemple) on a intérêt toujours pour diminuer la hauteur du réservoir, à la situer vers le milieu de l'agglomération .si des considérations d'esthétique s'opposent à ce choix, on peut alors utilement, dès que l'importance de l'agglomération, et donc la capacité du réservoir, le justifient, disposer deux réservoir de capacité Sensiblement égales, aux extrémités de l'agglomération.

**c).Réservoir d'équilibre :**

On peut également disposer un réservoir principal et un ou plusieurs réservoirs de quartiers, moins importants, qui ont pour but de faciliter la distribution pendant les périodes de pointe, et sont appelées réservoirs d'équilibre. [1]

Comme nous l'avons vu au début de ce chapitre, les mêmes considérations d'esthétique peuvent conduire à rechercher une solution exempte de réservoir.il convient alors bien entendu d'assurer un pompage suffisant en toutes circonstances, y compris en cas d'incendie, même si une pompe est défaillante ou si l'alimentation en énergie électrique vient à manquer.

**I. 4.2.Implantation en terrain accidenté.****a).Implantation du réservoir :**

Lorsque l'agglomération est située en terrain accidenté, on dispose très généralement dans son voisinage immédiat de sites dont la cote excède celle des maisons les plus hautes d'une valeur suffisante (10à20 mètres) pour assurer leur alimentation correcte par simple gravité ; il est alors inexcusable de construire un réservoir surélevé. Le souci d'esthétique devrait alors conduire le plus souvent à la construction d'un réservoir souterrain ; l'économie pousse

malheureusement à réaliser un réservoir semi-enterré, pour lequel les frais de terrassement sont moins onéreux, et dont la couverture peut être plus légère.

Le choix du site du réservoir doit alors en général obéir à la règle simple suivante : trouver à la cote minimale d'implantation (assurant une desserte satisfaisante des maisons les plus hautes) le point le plus proche de l'agglomération, compte tenu bien entendu des possibilités de fondations sur le terrain [1]

#### **b). Alimentation étagée :**

Il peut arriver que les différences de cotes d'implantation entre les maisons à desservir soient telles que les plus basses aient une charge d'alimentation trop élevée (on recommande de ne pas dépasser usuellement 40 mètres ; 60 mètres semblent représenter un maximum à ne jamais dépasser, compte tenu de ce que certains équipements ménagers ne peuvent en aucun cas supporter une charge supérieure à 70 mètres). Il est alors nécessaire de disposer à une cote intermédiaire, un réservoir destiné à briser la charge. Si l'adduction est unique ce réservoir sera alimenté par une conduite en provenance du réservoir supérieur et terminée à son extrémité inférieure par un robinet à flotteur. Si ce conduit est de section suffisante, le réservoir d'incendie peut alors n'être constitué que dans le réservoir supérieur.

### **I.5. Construction des réservoirs (les matériaux employés dans la construction des réservoirs) :**

#### **I.5.1. Généralités :**

Les réservoirs [9] doivent impérativement maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination, et, autant que possible, des fortes variations de température.

#### **I.5.2. Formes et proportions des réservoirs :**

##### **a). Hauteur d'eau dans les réservoirs :**

La hauteur 'eau utile est limitée le plus souvent entre 3 et 6 mètres ; l'optimum, pour les agglomérations d'importance petite ou moyenne se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres. Pour les réservoirs de grande capacité (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 10 mètres.

##### **b). Forme des réservoirs :**

La section en plan des réservoirs est le plus souvent circulaire (impérativement pour les réservoirs surélevés) et parfois rectangulaire.

Dans certains cas il peut être intéressant de partager la capacité entre deux demi-réservoirs. Ce qui permet d'assurer encore la distribution pendant le nettoyage. On peut alors construire une cloison intermédiaire, soit au milieu d'un réservoir rectangulaire, soit entre deux réservoirs circulaires accolés par une corde commune : pour les réservoirs surélevés, on peut même utiliser une séparation concentrique.

### **I.5.3. Matériaux et types de construction des réservoirs :**

#### **a). Type de construction :**

Les réservoirs [9] peuvent être soit enterrés, soit semi-enterrés, soit surélevés (sur tour) ; le premier type est beaucoup plus satisfaisant du point de vue esthétique. Le deuxième est le plus économique. Les réservoirs surélevés sont le seul mode de construction possible en plaine ; mais ce sont en revanche les plus inesthétiques

#### **b).Matériaux :**

Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs sont soit le métal. Rivé ou soudé (principalement pour les réservoirs industriels).

La maçonnerie avec enduit intérieur de ciment étanche, et maintenant surtout le béton armé, précontraint ou non, également enduit. Les réservoirs surélevés sont en béton ou parfois (industrie) en acier soudé.

#### **c)Détails constructifs :**

##### **c.1 Joints d'étanchéité :**

Les réservoirs en maçonnerie ou en béton nécessitent des joints de retrait et de dilatation ; les joints doivent bien entendu être munis d'étanchéités, ainsi qu'éventuellement les passages de poteaux à travers le cadre. Ces étanchéités sont réalisées soit par des bandes de caoutchouc dont le bord (plus épais) est pris dans le ciment, soit par des produits plastique spéciaux ne donnant pas de gout à l'eau. [1]

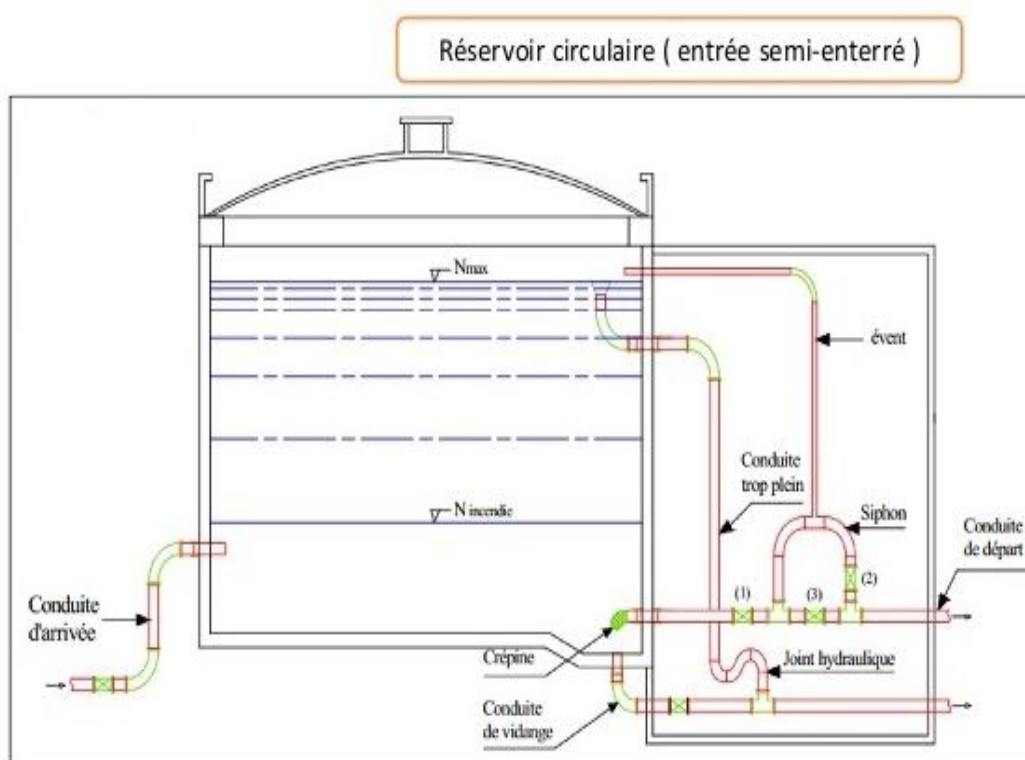
##### **c.2 Isolation thermique :**

Pour les réservoirs enterrés, l'isolation naturelle est généralement suffisante, compte tenu du renouvellement rapide (quotidien) de l'eau. En revanche, le couvercle des réservoirs surélevés ou semi-enterrés peut recevoir de façon intense le rayonnement solaire, direct ou recouvrant d'une couche de gravillons, car l'air dont ils empêchent le mouvement constitue un bon isolant thermique. Les parois latérales des réservoirs surélevés peuvent utilement être

isolées en montant .parallèlement à la paroi, un rang de briques qui retient ainsi une couche d'air isolante.

## I.6. Equipement du réservoir :

L'équipement des réservoirs, et en particulier leur fontainerie, disposé avantageusement dans une chambre de manœuvre accolé au réservoir (fig. I.5.) doit leur permettre de remplir les diverses fonctions que l'on attend d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution (fonctions parfois confondues). Trop-plein, vidange, by-pass permettant le nettoyage, matérialisation de la réserve d'incendie [1]



**Fig. I.8.** Equipement d'un réservoir d'eau potable.

### I.6.1 .Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'arrivée de l'adduction dans le réservoir peut être placée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure ou même déverser au-dessus de la surface libre dans celui-ci. Dans ce dernier cas, la hauteur de refoulement dans le réservoir à l'avantage de rester constante, mais au détriment d'une légère perte d'énergie. La sur verse a d'autre part l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites aval.

En général, et surtout s'il s'agit d'installation d'importance modérée, on ne désire pas assurer une surveillance constante pendant le pompage il convient donc de rendre automatique l'arrêt de la pompe lorsque le réservoir est plein. On peut par exemple installer un contact à flotteur, qui coupe l'intermédiaire d'un relai l'alimentation électrique de la pompe ; mais cette solution a l'inconvénient de nécessiter une ligne de transmission électrique entre le réservoir et la pompe.

Une solution élégante pour les petites installations consiste à disposer un robinet à flotteur et à utiliser la conduite elle-même comme ligne de transmission .lorsque le réservoir est plein, le flotteur ferme le robinet ; dans toute la canalisation la vitesse s'annule. Si on place en conduite au voisinage de la pompe un relai à palette sensible à la vitesse de l'eau, l'arrêt du débit lui permet de couper l'alimentation de la pompe.

### **I.6.2. Conduite départ ou de distribution :**

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice départ de la conduite de distribution devra [1] être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée ; il sera bien entendu placé près du fond, mais cependant à une faible hauteur au-dessus de celui-ci, pour éviter d'entraîner dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir.

Dans les petites installations, il est fréquent que, par économie ; on adopte une conduite unique pour assurer l'arrivée et le départ de l'eau ; le réservoir fonctionne alors en réservoirs d'équilibre.

### **I.6.3. Conduite du trop-plein :**

Le trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit donc être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge t en limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s.

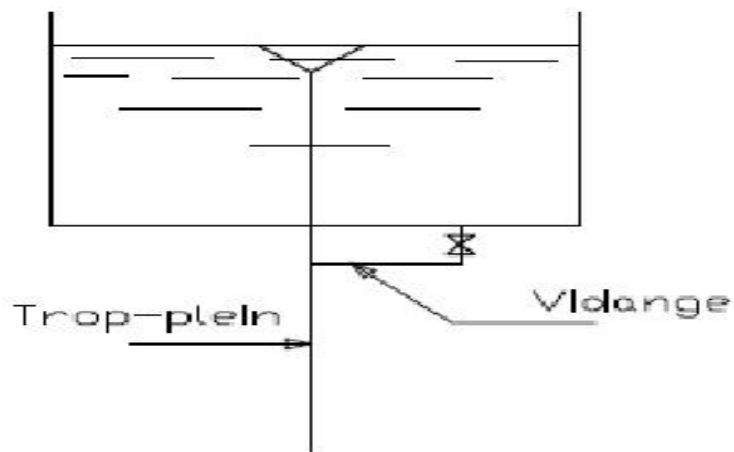


Fig. I.9. Trop-plein et vidange d'un réservoir. [1]

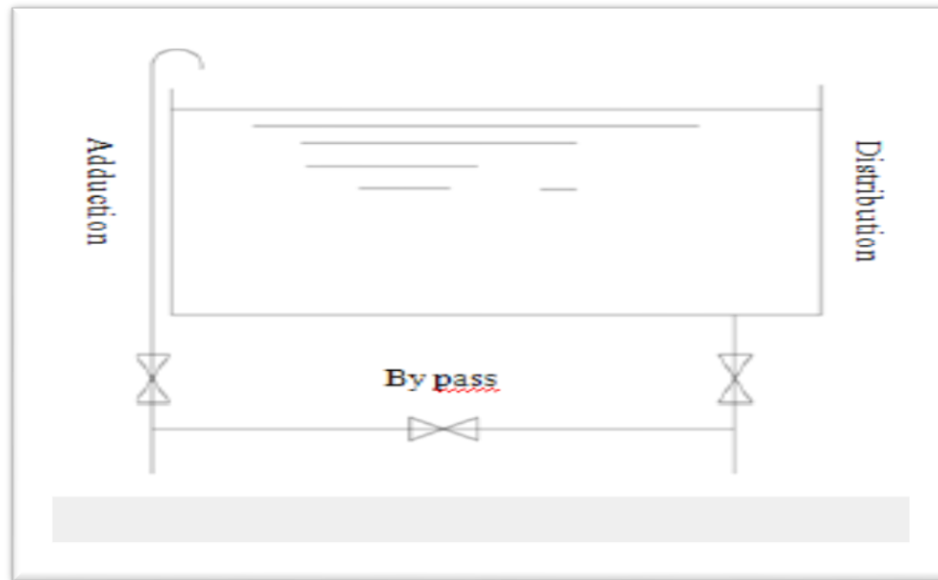
#### I.6.4. Conduites de vidange :

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout.

Bien entendu, sauf en cas d'urgence, on a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vide en exploitation.

#### I.6.5. Conduit by-pass :

Lorsqu'on s'assure la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartimenté (Fig. I.7), il suffit de disposer un by-pass reliant la conduite d'amenée à la conduite de départ. En marche normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes, la vanne 2 est fermée ; au contraire, pendant que le réservoir est vide, la vanne 2 est ouverte et la vanne 1 et 3 sont fermées.



**Fig. I.10.** By-pass d'un réservoir. [1]

## CHAPITRE II

### METHODE DE CALCUL

#### II.1. Généralités :

Les réservoirs, étant destinés à contenir des liquides, doivent présenter une étanchéité absolue ; aussi, en général, on utilise pour leur exécution un béton au dosage de 350 à 400  $\text{kg} / \text{m}^3$  et on limite à des valeurs assez faibles, de l'ordre de  $1000 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ , les contraintes admissibles des aciers ; en outre on dispose souvent à l'intérieur un enduit.

Les réservoirs peuvent être surélevés, posés sur le sol ou enterrés. La seule différence entre le dernier cas et les deux premiers est qu'alors il faut tenir compte de la poussée des terres et vérifier que, lorsque le réservoir est vide, il peut résister à cette poussée. Lorsque le réservoir est plein, on peut, par mesure de sécurité, négliger la poussée des terres qui agit en sens inverse de celle de l'eau ; si l'on tient compte de cette poussée des terres, il faudra alors être très prudent dans son estimation, afin de ne pas déduire, dans les calculs, une force supérieure à celle qui agit réellement.

Les méthodes de calcul des sollicitations agissant sur la paroi d'un réservoir circulaire et l'influence de la classe d'étanchéité sur la section unitaire des cerces.

#### II.2. Calcul de la sollicitation (M, N, T) de la paroi :

##### II.2.1. Méthode Hangan -Soares: [2]

Dans ce cas l'encastrement n'étant qu'élastique, c'est le cas auquel se rapporte la résolution qui suit et qui admet le radier est appliqué sur une fondation rigide.

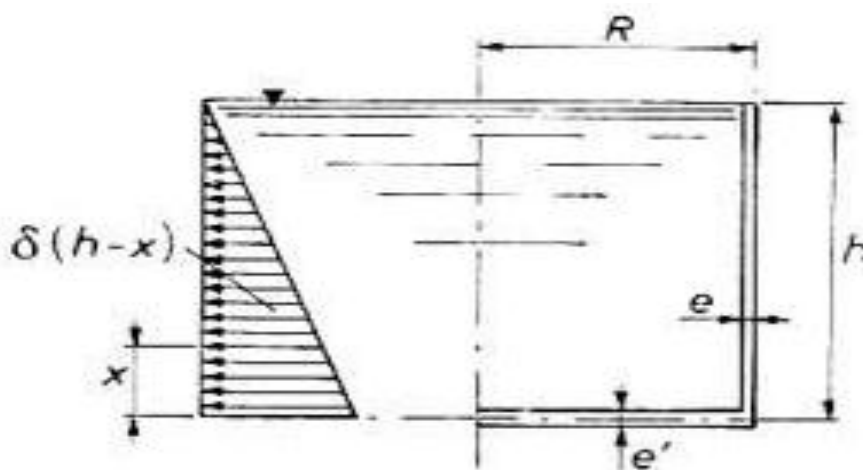


Fig. II.1. La pression hydrostatique sur la paroi d'un réservoir d'eau [2]



Les formules de calcul des sollicitations sont données comme suit :

$$N_{\varphi} = \delta R (h - x) - \delta R h e^{-\beta x} \cos \beta x - 2M_0 R \beta^2 e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$M = \frac{\delta h}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x + M_0 e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$T = -\frac{\delta h}{2\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

D'où :

$M_0$  : Moment à l'encastrement inférieur

$\delta$  : Poids volumique de l'eau.

R : Rayon intérieur du réservoir.

h : Hauteur d'eau.

e : Epaisseur de la paroi.

é : Epaisseur du radier.

- Pour les valeurs caractéristiques de dimensionnement nous avons :

$$M_0 = K \delta h^3$$

K : Étant donné par l'équation :

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

(La figure. II.2).Abaques pour le calcul du moment de l'encastrement  $M_0$  donne K en fonction de :

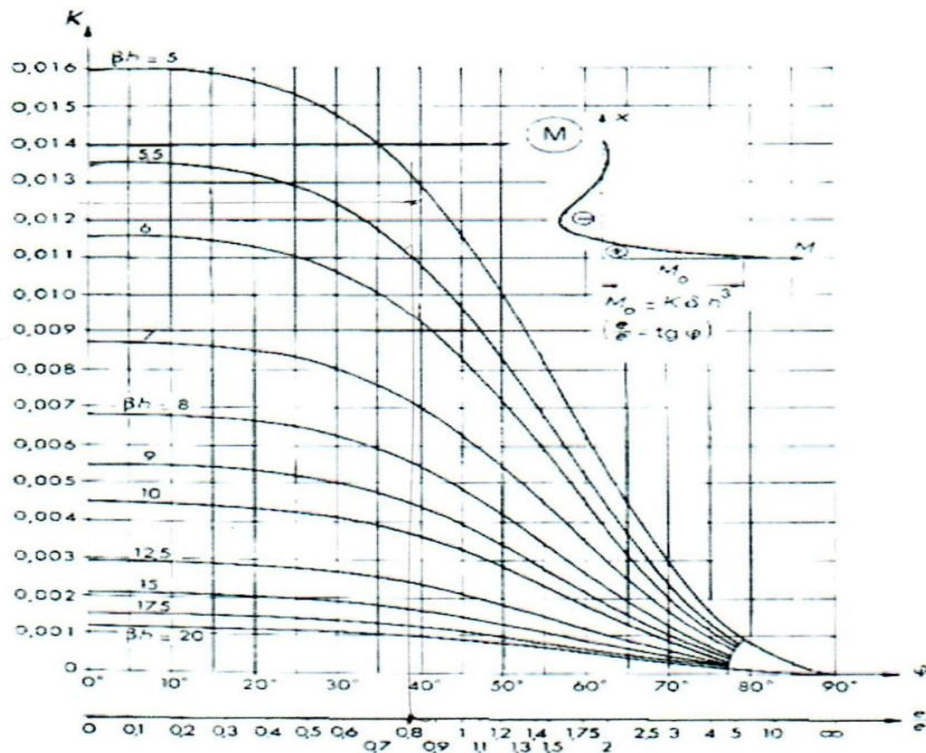


Figure .II.2. Abaque de détermination de K. [2]

- Pour un encastrement parfait de la paroi sur Le radier on a :

$$é \rightarrow \infty \text{ et } \frac{e}{é} \rightarrow 0$$

$$k = \frac{1}{2(\beta h)^2} \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right)$$

- L'articulation de la paroi sur le radier donne :

$$é \rightarrow \infty \text{ et } \frac{e}{é} \rightarrow 0$$

- L'abscisse  $x_0$  (le point ou le moment de flexion nul) :

$$X_0 = k_0 h$$

$$\text{Avec } k_0 = \frac{\varphi_0}{\beta h} = \frac{\tan^{-1}[2K\beta h]^2}{\beta h}$$

(La figure .II.3)  $\rightarrow$  abaque donne  $k_0$  en fonction de  $\frac{e}{é}$  et  $\beta h$

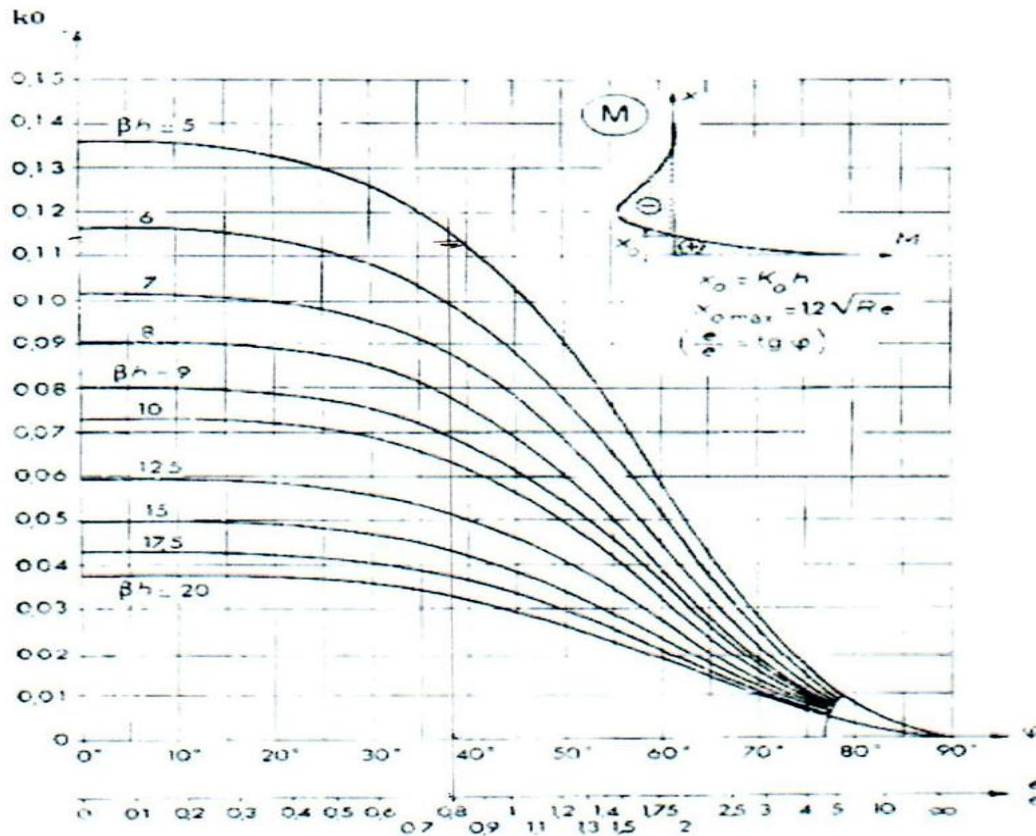


Figure .II.3. Abaque de détermination de  $k_0$  . [2]

L'abscisse  $X_0$  a une valeur limite indépendante de  $h$ .

$$X_0 = \frac{\pi}{2\beta} = \frac{\pi}{2^4 \sqrt{3(1-v^2)}} \sqrt{Re}$$

Ou pour  $v = \frac{1}{6}$  (cas de béton armé).

$$X_{0max} = 1.2 \sqrt{Re}$$

- le moment de flexion s'annule une seconde fois à la distance du fond de la cuve donné par :

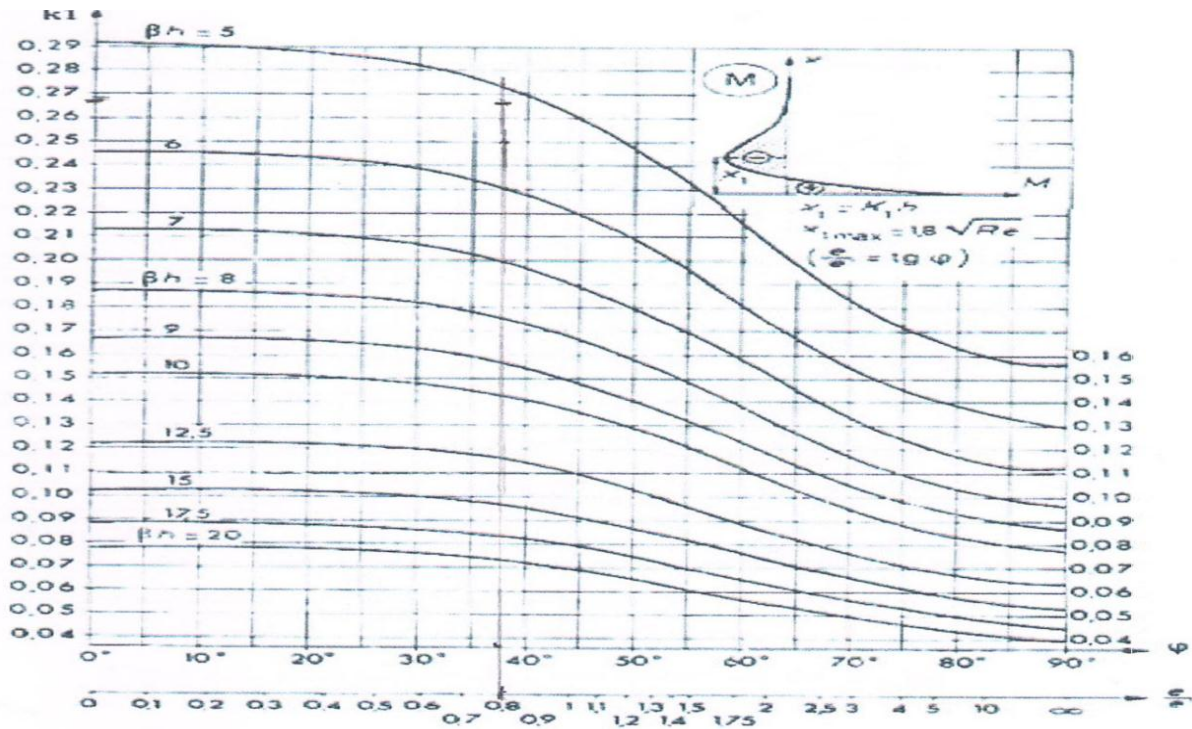
$$x_{0+} + \frac{\pi}{\beta} = (K_0 + \frac{\pi}{\beta}) h$$

- Abscisse  $x_1$  du moment de flexion négatif maximal :

·  $x_1 = K_1 h$

Avec :  $K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + K_0$

Il est donnée par la (figure 1.4) :



**Figure .II.4.** Abaque de détermination de  $K_1$  . [2]

$M'$  : Moment de flexion négatif maximal

$$M' = -k' h^3$$

Avec :

$$K' = -k e^{-\beta x_1 [\cos \beta x_1]} 1$$

La figure (II.5) donne  $k'$ .

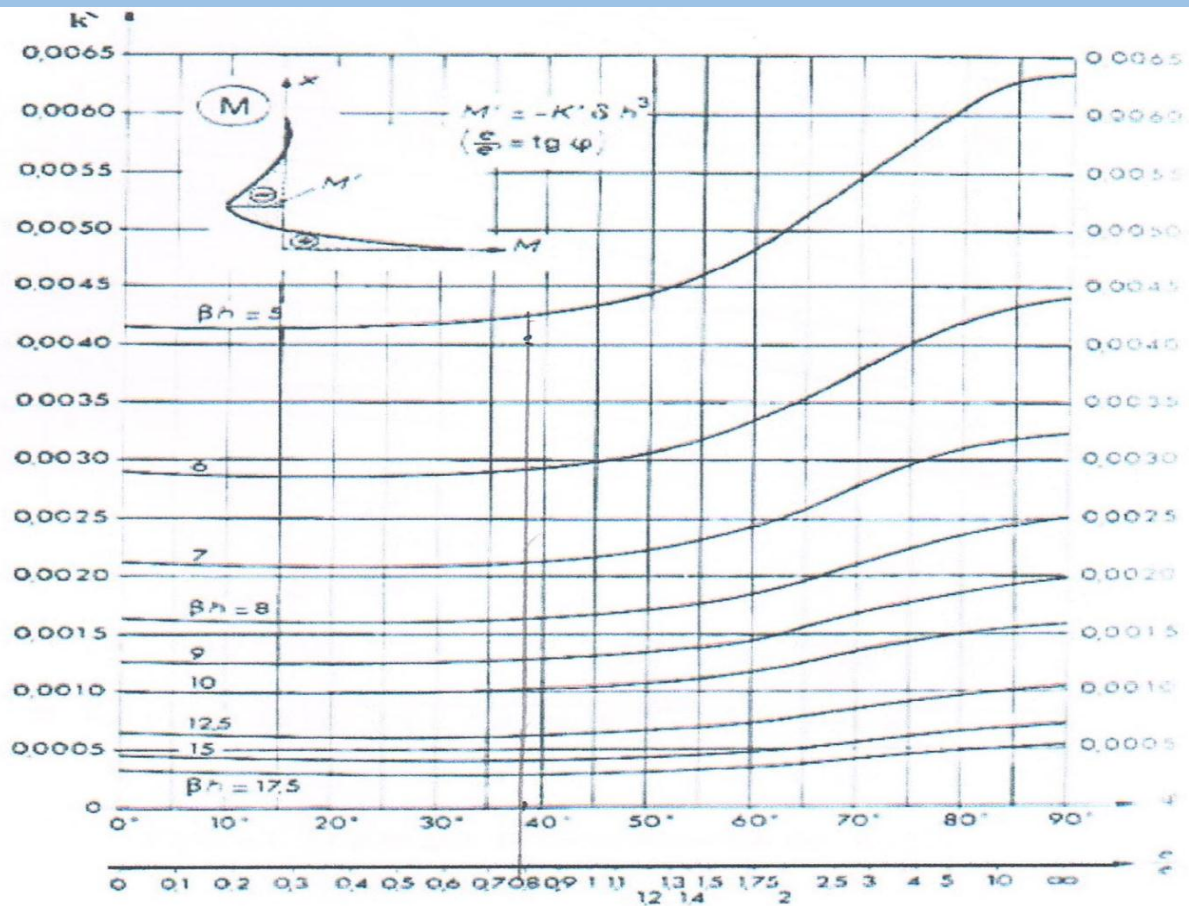


Figure .II.5.Abaque de détermination de  $K'$ .

L'abscisse  $X_2$  de l'effort  $N_\varphi$  maximal suivant les cerces :

$$X_2 = K_2 \cdot \text{ Avec : } k_2 = \frac{\phi_2}{\beta h}$$

(La figure .II.6) pour calculer l'abscisse  $X_2$  de l'effort maximale  $N_{\varphi_{max}}$  suivant les cerces donne  $K_2$ .



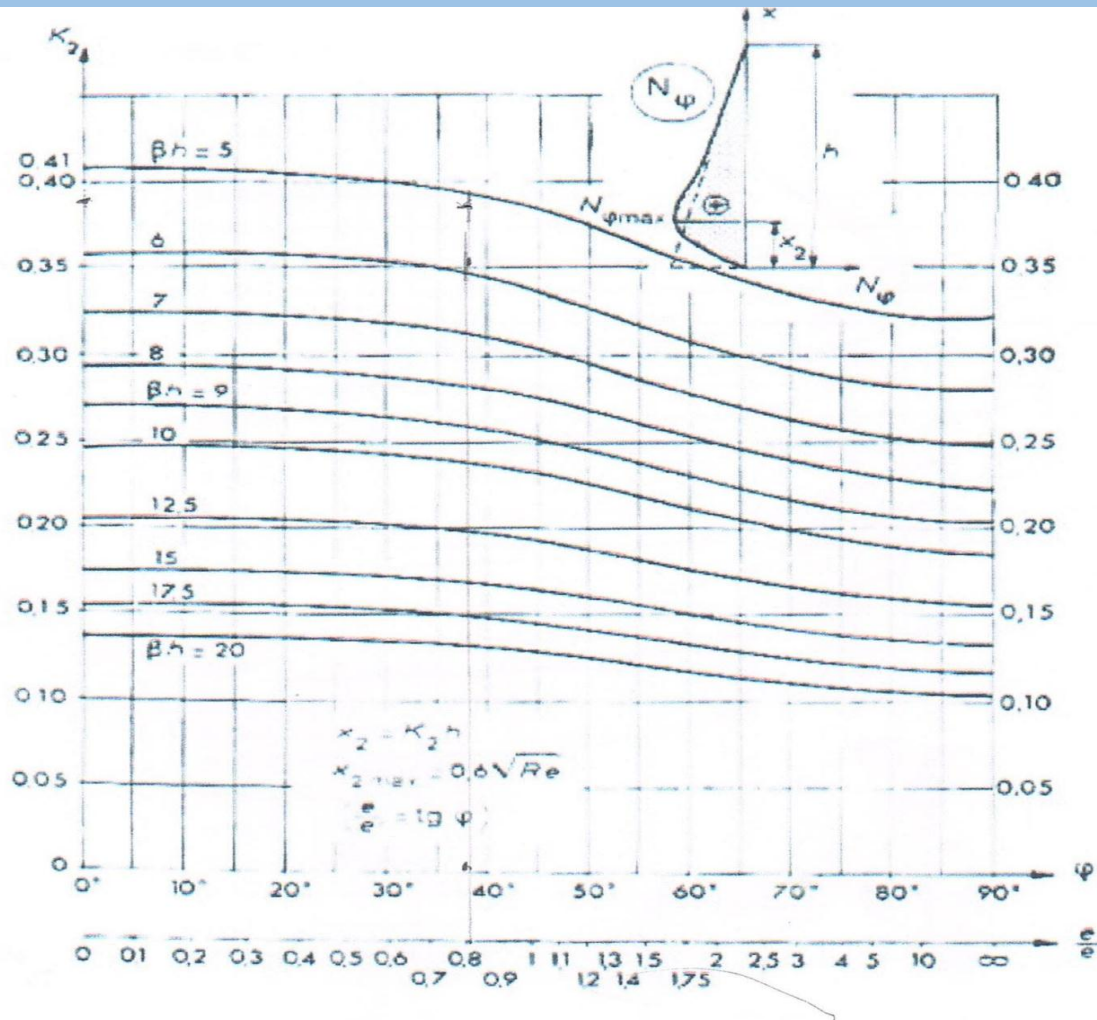


Fig. II.6. Abaque de détermination de  $K_2$ . [2].

$$x_{2max} = \frac{\pi}{2\beta} = -\frac{\pi}{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}} \sqrt{Re}$$

$$x_{2max} = 0.6\sqrt{Re}$$

- L'effort  $N_\varphi$  maximal suivant les cerces :

$$N_\varphi = k''\beta Rh$$

Avec :

$$K'' = 1 - k_2 - e^{-\varphi_2 \cos \varphi_2} - 2k(\beta h)^2 e^{-\varphi_2 \sin \varphi_2}$$

(La figure .II.7) donne  $K''$ .

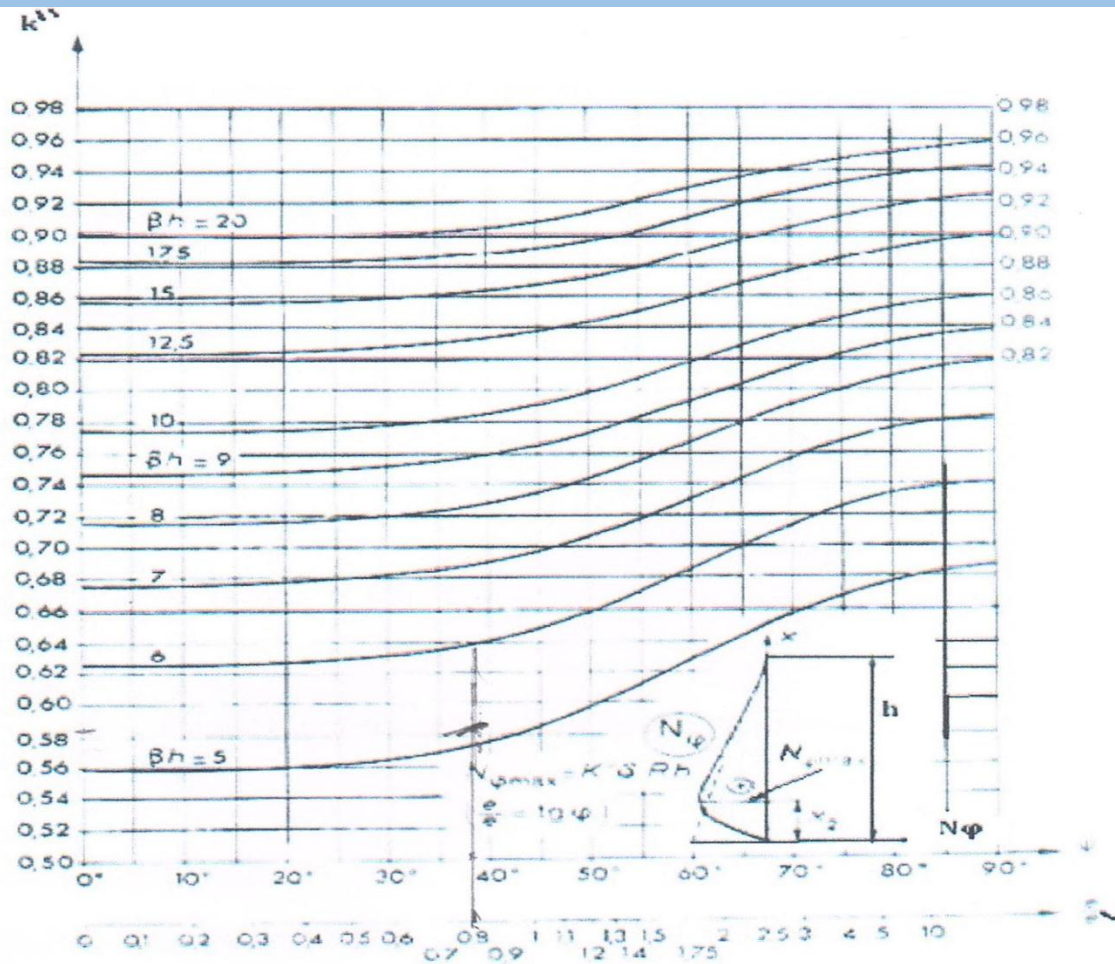


Fig. II.7 : Abaque de détermination de  $K''$ . [2]

- **Paroi encastrée sur le radier :**

$$e \rightarrow \infty, \quad \frac{e}{\delta} \rightarrow 0$$

$$M_0 = \delta h^3 \frac{1}{2(\beta h)^2} \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) = \frac{\delta}{2\sqrt{1-v^3}} \left[ hRe - \frac{(Re)^{3/2}}{\sqrt[4]{3(1-v^2)}} \right]$$

Pour :  $\delta = 1 \text{ kdaN/m}^3$  et  $v=1/6$

$$M_0 = \frac{hRe}{3.416} - \frac{(Re)^{3/2}}{4.464} \quad (H ; R ; e \text{ en mètre. } M_0 \text{ en } \text{kn.m / ml}).$$

$$x_0 = \frac{\psi_0}{\sqrt[4]{3(1-v^2)}} \sqrt{Re}$$

Avec :

$$tg\psi_0 = 1 - \frac{1}{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}} \frac{\sqrt{Re}}{h}$$

### II.1.2.Méthode de LOSSIER :

Les résultats sont ceux-ci pour les deux cas extrêmes déjà étudiés et un cas intermédiaire d'encastrement partiel qui admet le point de moment nul dans une position milieu entre celui concernant l'encastrement parfait et le pied de la paroi. [2]

#### II.1.2.1. Encastrement parfait :

$$\text{Moment de pied : } M_0 = 0.29 \sigma_b e^2$$

$$\text{Moment dans l'autre sens : } M' = 0.06 \sigma_b e^2$$

$$\text{Point de moment nul : } x_1 = 0.80m$$

$$\text{Position du moment } M' : x_2 = 1.60m$$

$$\text{Point à partir duquel l'influence du radier est pratiquement nulle : } x_3 = 2.40m$$

$$\text{Effort de traction dans le radier : } T = 2.15 \sigma_h \sqrt{e^3/d}$$

#### II.1.2.2. Encastrement partiel

$$M_0 = 0.117 \sigma_b e^2$$

$$M' = 0.068 \sigma_b e^2$$

$$x_1 = 0.60m$$

$$x_2 = 2.10m$$

$$x_3 = 2.00m$$

$$T = 0.76 \delta \sqrt{e^3/d}$$



**II .1.2.3. Articulation :**

$$M = 0$$

$$M' = 0.095 \sigma_b e^2$$

$$x_1 = 0m$$

$$x_2 = 0,80m$$

$$x_3 = 1.60m$$

$$T = 0,535 \sigma_b \sqrt{e^2/d}$$

Dans ces formules :  $\sigma_b$  est la contrainte de traction du béton dans la paroi, en supposant d'une part que l'influence du radier est nulle et d'autre part, que l'épaisseur de la paroi varie proportionnellement à la pression interne.

$$m = \sqrt{\frac{ed}{3,464}}$$

L'expression générale de  $M_0$  est :

$$M_0 = \alpha \sigma_b e^2$$

Mais  $\sigma_b$  s'écrit :  $\sigma_b = hR / e$ .

$$D'où \quad M_0 = \alpha h R e$$

Pour la formule labelle :

$$M_0 = \frac{P_0 \sqrt{R_e}}{3,464} \left( 1 - \frac{\sqrt{R_e}}{1.3165h} \right)$$

Mais, d'une part  $\sqrt{R_e} / 1.3165h$  est relativement petit et ;  $P_0 = \sigma h$  ,  $M_0$  a donc bien la même expression que précédemment,  $M_0 = ah\sqrt{R_e}$  , De même pour  $T_0$  , labelle donne :

$$T_0 = \frac{P_0 \sqrt{R_e}}{2.633} \left( 2 - \frac{\sqrt{R_e}}{1.3165h} \right)$$

En négligeant le terme entre parenthèses, on a :

$$T_0 = \gamma h \sqrt{R_e}$$

Alors que Lossier donne :

$$T_0 = \beta \sigma_b \sqrt{e^3/d}$$

Mais avec  $\sigma_b \approx hR/e$  et  $d=R/2$ , on retrouve bien la forme précédente.

Par contre, il est évident que la méthode Hangan-Soares qui résout un autre problème se présente différemment.

### II.2.3.Méthode de Belazougui :

Le calcul des réservoirs cylindrique est généralement [3] conduit en considérant que leur paroi est constituée :

- Par des poutres verticale découpées par des plans diamétraux ; ces poutres sont reliées ou radier et parfois à une couverture ;
- Par des anneaux limité chacun par deux plans horizontaux liés élastiquement aux éléments verticaux prenant appui, avec sans encastrement, sur le radier et éventuellement en tête sur la couverture.

Ce mode de calcul est développé dans la littérature.

Pour un calcul rapide, on peut se contenter d'un calcul par anneaux superposée.

En tout point d'un anneau circulaire de rayon  $r$  soumis à une pression interne  $q$  par unité de longueur s'exerce un effort de traction tangentiel  $N = q \cdot r$ .

Pour une paroi circulaire en béton armé, soumis à une pression hydrostatique, à une profondeur  $z'$ (en m) sous le niveau maximal de l'eau, un anneau de hauteur  $\Delta z'$  est soumis à un effort de traction :

$$N = q_z \cdot r \cdot \Delta z$$

Avec  $q_z = \gamma z'$  ( $\gamma$  : poids volumique de l'eau  $\approx 10 \text{Kn} / \text{m}^3$ )

Pratiquement, on prend pour  $\Delta_z = 0,50$  m ou 1m et pour  $q_z$ . La pression moyenne sur la hauteur  $\Delta_z$ .

Dans le cas d'un réservoir (ou d'une cuve) de révolution reposant sur le sol, si la paroi ne repose pas sur un dispositif supprimant sa continuité avec le radier et si ce dernier peut valablement être considéré comme indéformable, on doit tenir compte, à la base, d'un moment d'encastrement dont la valeur approchée est, par unité de longueur :

$$M = \frac{\gamma_z h_0 r}{\sqrt{12}} \left( 1 - \frac{\sqrt{h_0 r}}{1.3165 z} \right)$$

Ou même, encore plus simplement :

$$M = \frac{\gamma_z h_0 r}{\sqrt{12}}$$

Avec  $\gamma$  poids volumique de l'eau ( $\approx 10 \text{KN}/\text{m}^3$ ),

- **Z** : hauteur d'eau dans la cuve,
- $h_0$  : Épaisseur de la paroi, supposée constant
- **r** : Rayon du feuillet moyen de la paroi.

Le radier lui-même est soumis à un effort radial traction.

L'épaisseur de la paroi est souvent fixée par la condition limitant la contrainte de traction du béton.

Les armatures forment des quadrillages à mailles de 15 à 20 cm ou plus, constitués par :

Des cerces réparties à joints décalés façonnées à partir de barres parfaitement dressées et correctement arrimées, dont la section pour chaque anneau considéré dans le calcul est donnée par :

$$A = N / \tau_s$$

Avec  $\tau_s$  contrainte admissible l'acier en service, fixée par les textes réglementaires applicables au type d'ouvrage considéré

- Des armatures de répartition satisfaisant aux mêmes conditions que celles énoncées pour

les réservoirs (ou les cuve) parallélépipédiques.

## II.2. Les Coupoles :

Les coupoles [2] sont des surfaces de révolution destinées à couvrir des espaces circulaires ; on les utilise aussi pour constituer la partie inférieure des réservoirs surélevés. Nous distinguerons coupes à flèche importante et les coupes surbaissées.

Les coupoles sont armées au moyen d'armatures disposées suivant les parallèles et les méridiens ; à la partie inférieure, on place une ceinture qui doit pouvoir équilibrer la composante horizontale H de la réaction R transmise par la coupole, la composante verticale V étant reportée sur les murs ou les piliers qui supportent la coupole.

### II.2.1. Détermination des efforts dans la coupole :

#### II.2.1.1 Les charges agissantes sur la coupole :

La coupole est soumise :

✓ **Charge permanente (G) :**

- Poids propre :  $p = e \times \delta_{\text{béton}}$
- Etanchéité (isolation)  $40 \text{ Kg} / \text{m}^2$ .

✓ **Surcharge d'exploitation (p).**

- surcharge d'entretien  $P = 100 \text{ Kg} / \text{m}^2$ .

✓ **Surcharge climatique (v)**

- neige suivant la région (voir règlement de calcul RNVA 97).

#### II.2.1.2 Méthode de membrane :

La théorie des coques [10] ou bien de la membrane peut déterminer les efforts dans coupole, elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- la coupole est considérée comme infiniment mince.

- l'épaisseur de la coupole est très petite devant les autres dimensions, il en résulte que la coupole ne peut pas subir des moments de flexion et torsion, les efforts intérieurs se réduisent à un effort de compression suivant le méridien, et un effort de compression ou de traction suivant les parallèles, les contraintes sont réparties dans la section.

Cette théorie nous donne l'effort  $N_\varphi$  (effort normale suivant les méridiens) et  $N_\theta$  (effort normale suivant les parallèles).

**a) Coques sphérique complète d'épaisseur constante :**

Les efforts [9] sont donnés par les relations suivantes :

$$N_\varphi = \frac{a_p}{1 + \cos \varphi}$$

$$N_\theta = a_p \left( \frac{1}{1 + \cos \varphi} - \cos \varphi \right)$$

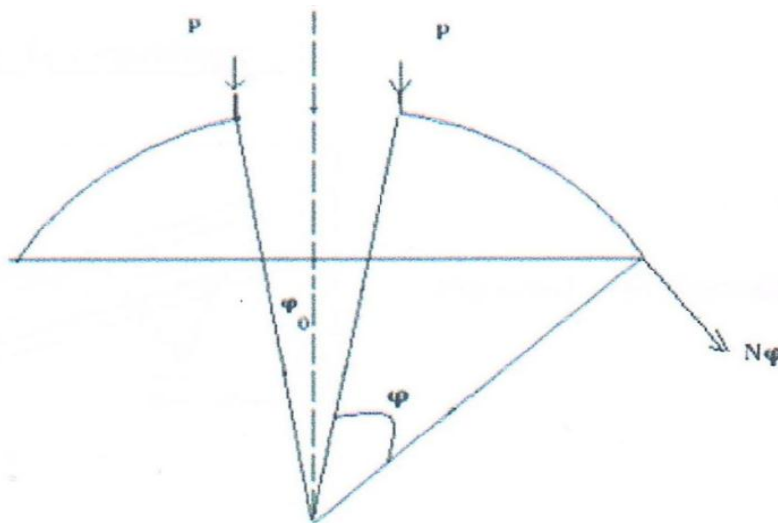
$$H = \frac{p(r^2 - f^4)}{4fr^2}$$

a : Rayon de courbure. P : Poids propre par mètre carré de coupole, r : Demi-corde,

F : la flèche de la coupole. H : la composante horizontale de  $N_\varphi$ .

Le signe (-) devant  $N_\varphi$  indique une compression.

**b) Coque sphérique incomplète d'épaisseur constante :**

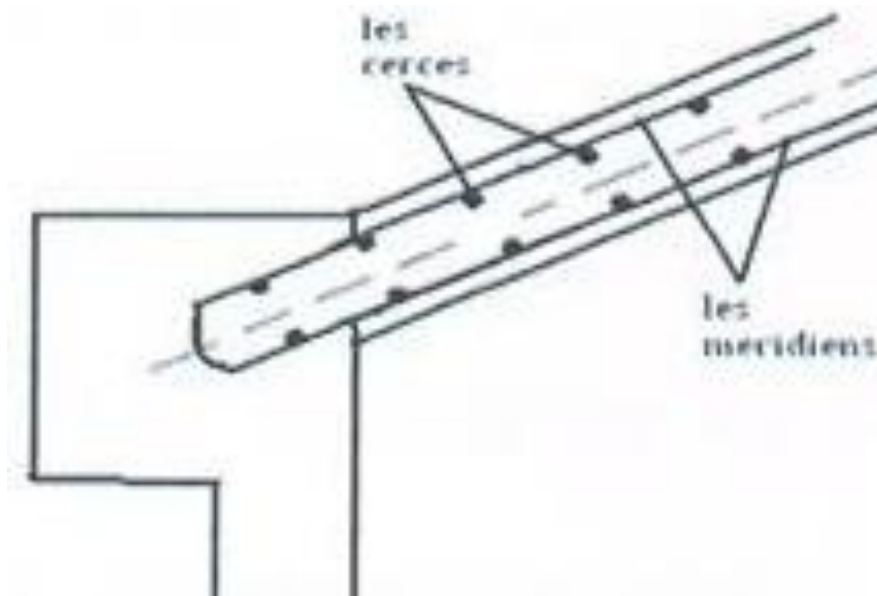


**Fig. II.8.** Coupole incomplète (avec lanterneu).

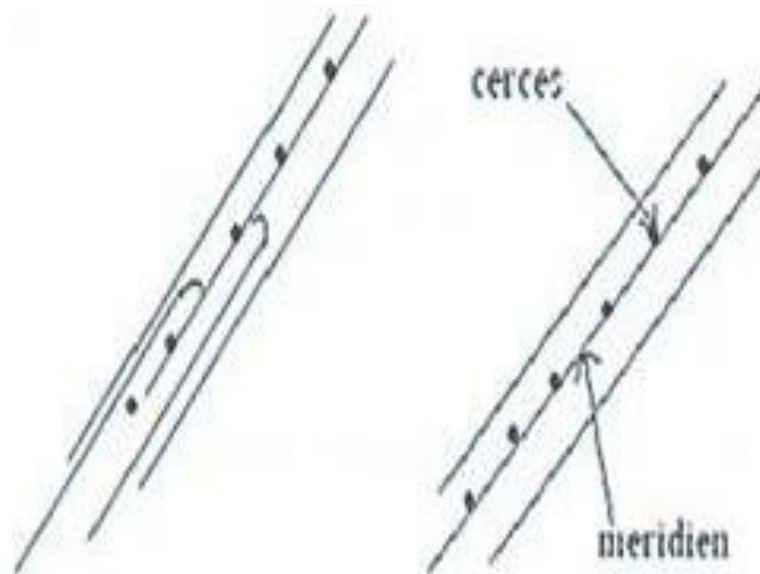
$$N_\varphi = -ap \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - p \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$

$$N_{\theta} = ap \left( \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + p \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}.$$

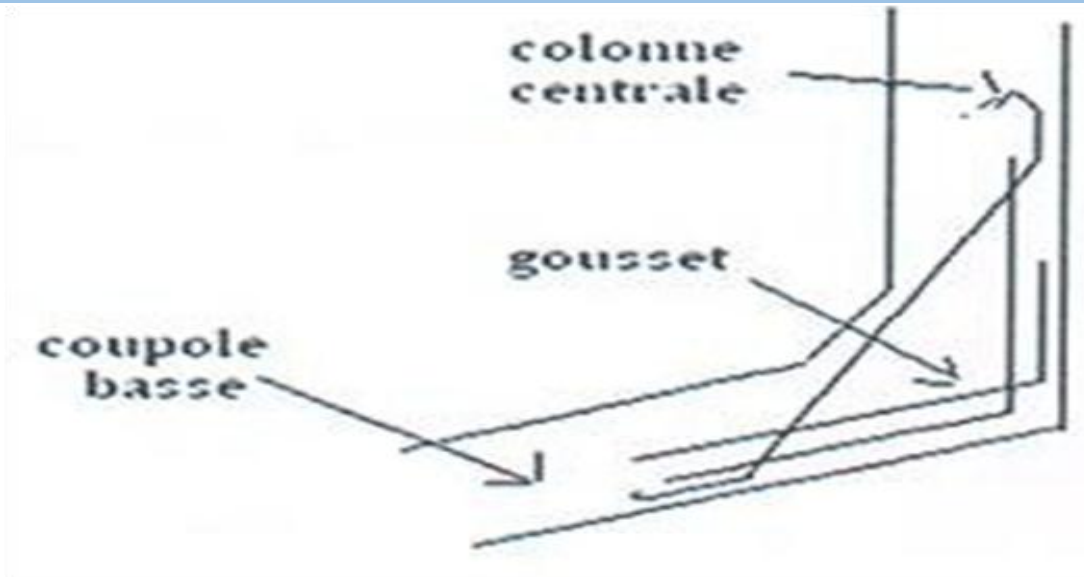
### II.2.2. Schéma de ferrailage :



**Fig. II.9.**Ferrailage de coupole en 2 nappes.



**Fig. II.10.**Ferrailage de la coupole et recouvrement d'armature



**Fig. II.11** : Ferrailage entre colonne centrale et coupole intérieure.

### II.3.La ceinture :

Les bords inférieurs de la coupole sont liés tout autour à la paroi par une ceinture, ceci entraîne que les bords inférieurs de la coupole ne sont pas libres de s'allonger latéralement.

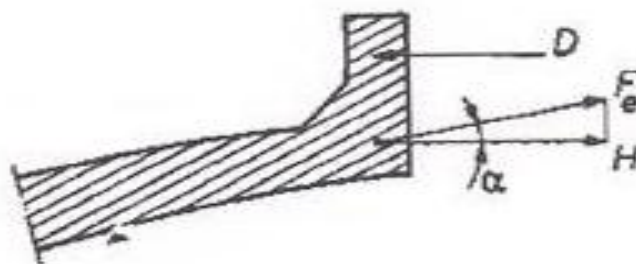
Le dessin d'une ceinture, paroi et coupole est tel que les efforts passent sensiblement par le centre de gravité de la ceinture

#### II.3.1.Les ceintures selon leur position :

##### II.3.1.1. Ceinture haute de la coupole :

La composante H horizontale [2] à équilibrer par la ceinture vaut :

$$H = f_e \cos \alpha$$



**Fig. II.12** - Ceinture haute de la coupole.

Si D le diamètre du trou d'homme la compression dans la ceinture est :

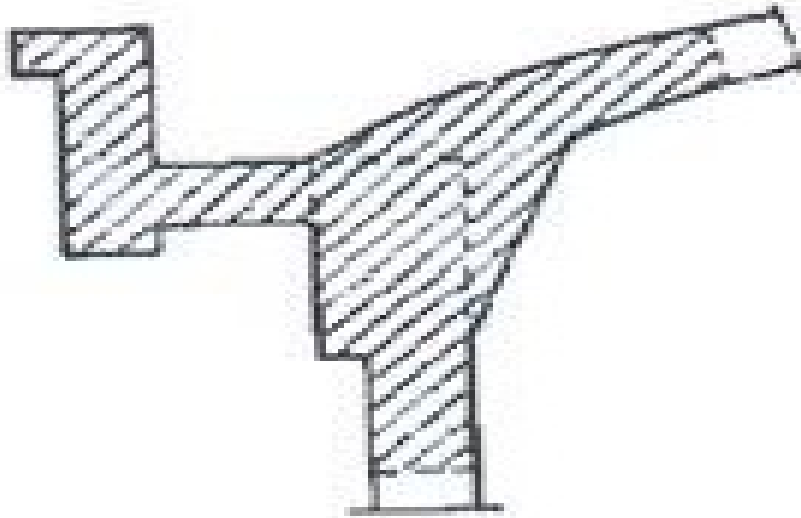
$$C = \frac{HD}{2}$$

Et la ceinture généralement très faible si  $S$  est la section

$$\delta_b = \frac{c}{s}$$

### II.3.1.2. Ceinture basse de coupole :

Elle équilibre la composante horizontale de la poussée inclinée de la coupole, on limite la contrainte de béton à 18 bars. Mais pour le calcul de la surface on compte non seulement le rectangle inscrit mais une partie de la coupole elle-même de la paroi et de la corniche.

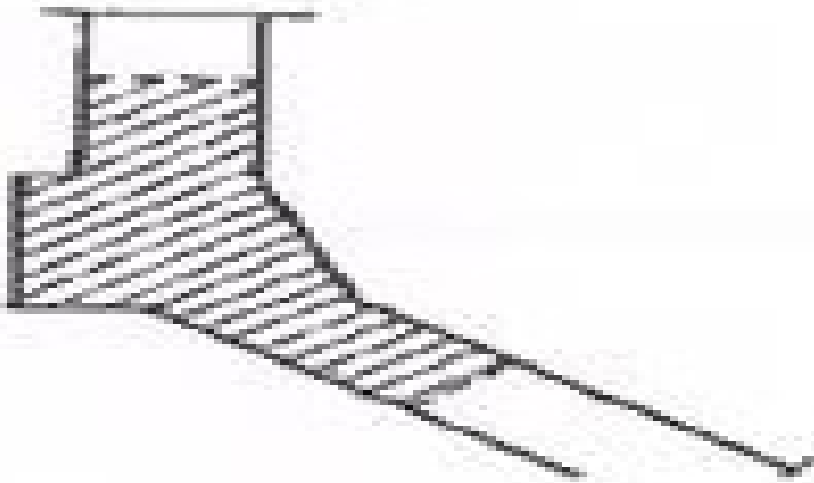


**Fig. II.13** : Ceinture basse de coupole

### II.3.1.3. Ceinture haute de tronc de cône :

Elle équilibre le poids au mètre transmise par la paroi par ces cerces

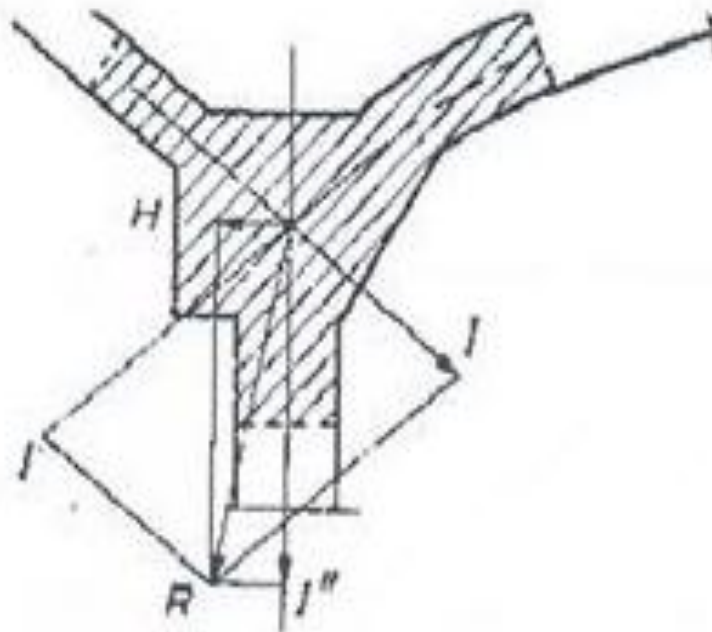




**Fig.II.14** : Ceinture haute de tronc de cône

#### II.3.1.4.Ceinture basse de cuve :

Elle doit équilibrer l'effort incliné  $I$  du tronc de cône et l'effort de retombé  $I'$  de la coupole de fond. let  $I'$  se composent suivant  $R$ , que l'on décompose en un effort horizontal  $H$  à équilibrer par la ceinture et effort vertical  $I''$  qui sollicite la tour en compression.



**Fig. II.15** : Ceinture basse de cuve. [2]

### II.3.1.5. Ceinture haute de coupole de fond :

Le calcul est identique à celui de la ceinture haute de la coupole de couverture.

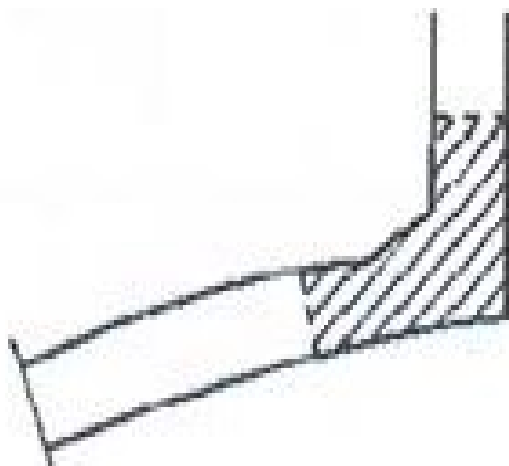


Fig. II 1.16 : Ceinture haute de coupole de fond.

## II.4. Les Radiers :

### II.4.1. Introduction :

Le radier [2] est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçue en tant que fondation superficielle. Une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portante, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de la fondation avec le sol. Dans certaines configurations de fondation superficielles ou la somme des surfaces de fondation dépasse la moitié de la surface du bâtiment, il est plus économique de réaliser plutôt une fondation sur radier.

Contrairement aux fondations superficielles, l'étendue de la surface d'un radier nécessite une prise en compte de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques du sol sous-jacent, notamment dans le sens horizontal. En outre, l'analyse des déformations du radier nécessite de classer le système sol /radier vis-à-vis de la rigidité relative radier/sol, en distinguant les radiers rigides, semi-rigides et souples.

## II.4.2.Méthode de calcul :

### II.4.2.1.Dalle circulaire (radier) :

Si la répartition sur le sol des efforts introduits par les parois est inconnue le calcul n'offre pas de difficulté. [3]

On peut aussi calculer en phase plastique.

Si P est la charge totale :  $P=2\pi R_p$  transmise par les parois, le moment de rupture est :

$$M = \frac{P}{6\pi(1+\varphi)}$$

$\varphi$  Étant le rapport du moment de pourtour  $m'$  au moment central ( $m' = \varphi \cdot m$ )

#### Paroi articulée sur le radier :

$$\varphi = 0 ; M = \frac{P}{6\pi}$$

#### Paroi parfaitement encastrée sur le radier :

$$\varphi = 1 ; M = \frac{P}{12\pi}$$

Mais la répartition des pressions peut ne pas être uniforme (fig. II.17) :

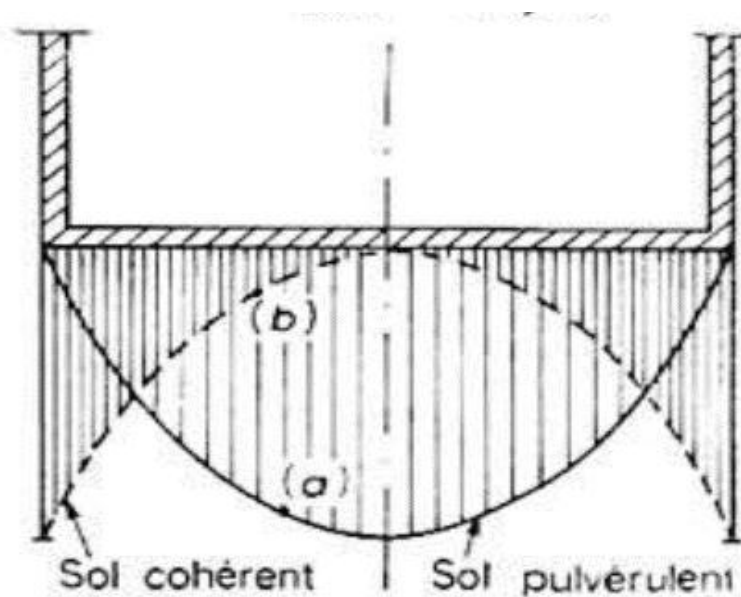


Fig. II.17- la sous pression du radier.

**Cas du sol pulvérulent** (Diagramme a) de la figure :

La théorie des lignes de rupture donne :

$$M = \frac{7P}{30\pi}$$

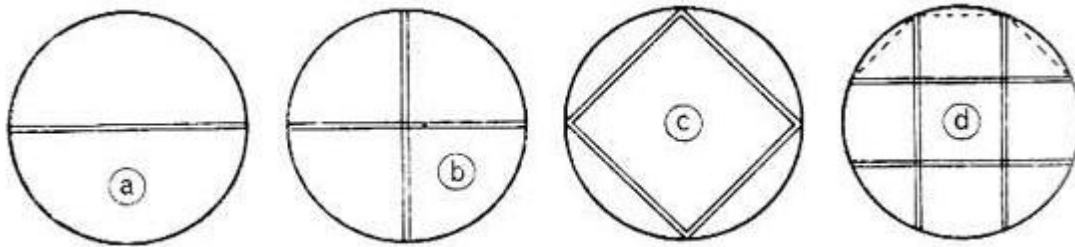
**Cas du sol cohérent** (Diagramme b) de la figure :

$$M = \frac{7P}{10\pi}$$

#### II.4.2.2. Radier nervuré :

On peut aussi réaliser des radiers nervurés par exemple selon le cas d'espèces les radiers nervurés a,b et d du figure II.18 .Dans le cas de la figure II.18 a l'appui suivant le diamètre peut être simplement réalisé par la cloison verticale diamétral.

Ce que nous avons dit pour le calcul de la couverture convient pour le radier.



**Fig. II.18** – Radier nervuré. [2]

# **PARTIE 2**

## **Calcul Hydraulique**

## 2CHAPITRE I

### PRESENTATION DU SITE D'ETUDE

#### I.1. Introduction :

Dans le cadre d'étude d'un réservoir d'eau potable de la ville REGRAGUA COMMUNE GHAILASSA nous proposons une brève présentation de cette commune.

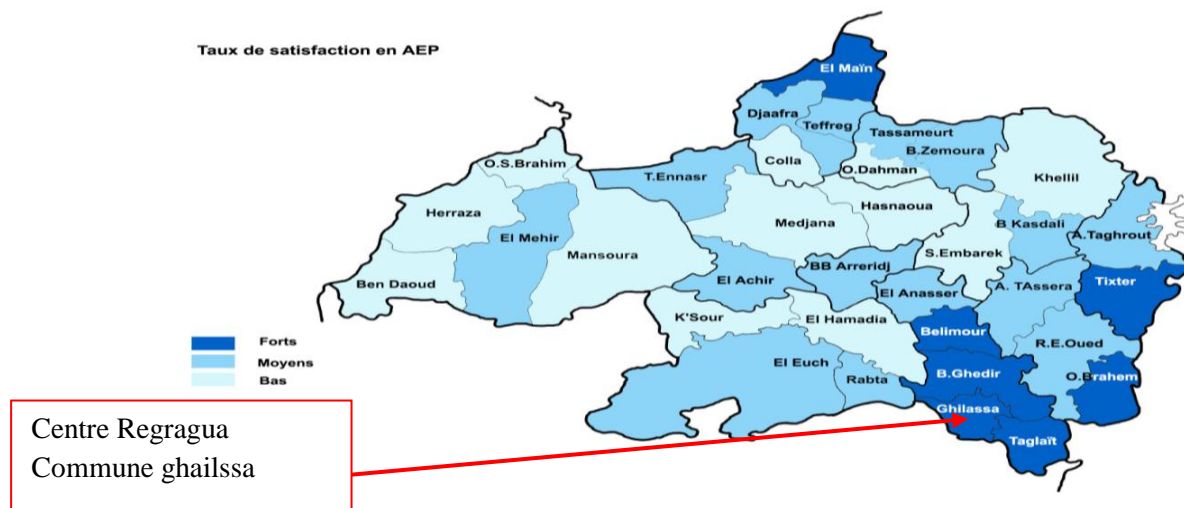
#### I. 2. Situation géographique :

Le centre de Regragua se situe à 03 kms sud du chef-lieu de commune ghailassa , sur la route chemin Wilaya N° 42. Elle est délimitée (voir figure numéro 1):

- Au Nord : commune de bordj ghedir
- - Au Sud : commune taglait
- A L'Est : commune de bordj ghedir
- A L'Ouest : commune de maidid

Le périmètre d'étude représente le centre Regragua commune de Ghailassa .

La commune de REGRAGUA est bien servie en eau potable comparant avec les autres communes de la wilaya de BBA



**Fig. I.1:** situation du centre par rapport à la commune RAGRAGUA



**Fig. I.2:** image satellitaire du centre de REGREGUA par Google Earth année 2018

### **I.3. Relief :**

Le réservoir est situé sur une colline pré de l'agglomération de REGRAGUA, ce qui assure l'alimentation gravitaire.

### **I.4. Géologie :**

D'une manière générale la géologie de l'air d'étude, selon leur âge peuvent être classées comme suit :

La géologie de cette région est formée globalement des grés compacte à induré en profondeur d'âge Miocène recouverte par une couche d'argile limoneuse brune renferment des fragments rocheux, cette dernière qui forme la couverture des dépôts quaternaire du 1 m à 2m de profondeur couvrant des autochtones (tertiaire) d'alternance de calcaire et de marne stable du point de vue géologique.

### **I.5.Sismicité :**

La région BOUGHASSEL-REGRAGA COMMUNE GHAILASSA est située dans la zone qui est sujette à une sismicité de moyenne intensité, elle est classée dans la zone 2 selon la classification du RPA 2003.

**I.6. climat :**

La région de REGRAGUA est soumise au même climat que les hauts plateaux de l'est de l'Algérie un hiver froid, un été chaud et sec.

Bien que le périmètre d'étude offre un climat semblable dans ces grands traits au climat continental caractérisant la wilaya. La pluviométrie est ici liée à la position géographique de cette zone ou la moyenne des précipitations annuelle entre 300 et 400 mm.

Et épaisseur de la neige annuelle entre 10 et 30 cm.

**I.7. Population :**

La population du centre De Regragua s'élève à 1134 habitants, d'après le recensement des habitants (R.G.P.H 2008)



## CHAPITRE II

### ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

#### II.1.Introduction :

Les consommations en eau varient selon les conditions locales, et reflètent le niveau de vie de d'une population. la quantité d'eau nécessaire à une agglomération se détermine non pas dans l'absolu ,mais en relation avec le climat, l'hygiène, les circonstances locales, les divers usages de l'eau etc.

Les estimations des besoins en eau varient selon :

- usage industriel.
- Les besoins privés (usages usuels) ;
- Les besoin des services publics ;

L'estimation des besoins passe nécessairement par la disponibilité des données sur les consommations .Certaines données ont été obtenues au niveau de l'APC, alors que d'autres sont obtenues de certaines administrations .[1]

#### II.2. Réseau d'A.E.P

##### II.2.1. Ouvrage de stockage :

La ville est dotée d'un seule réservoir de stockage son capacité est 200 m<sup>3</sup> en mauvais état.

Réservoir	Localité	Cordonné			Année de mise en service	Type	Capacité m <sup>3</sup>	Origine de source	État
		x	Y	z					
R	REGRAGUA	618.45	295.30	1265	1986	Semi entré	200	Captage	mauvais

**Tableau II.1** : service technique de l'APC et subdivision de l'hydraulique de la daïra bordj ghedir .

##### II.2.2. Distribution :

Le réseau de distribution couvre pratiquement la totalité de la ville, il est maillé dans certaines régions, ramifier dans d'autre, et des fois mixte.

Le réseau est alimenté gravitaire à partir des réservoirs, et composé de différents matériaux (P.V.C, acier, amiante ciment et PEHD), qui ont été posés au fur et à mesure du développement de la ville.

### II.3. Estimation de la population à l'horizon 2043 :

L'évaluation de la population en Algérie à un horizon future est calculée par la formule des inters composés :

$$P_n = P_0 + (1 + T)^n$$

$P_n$  : Population future

$P_0$  : Population actuelle

T : Taux d'accroissement annuel de la population moyenne, 1.60%, ce chiffre à été donné par la direction de planification de wilaya de BBA.

N : Nombre d'années séparant les deux horizons (n=25)

Horizon	2008	2018	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Population hbts	1134	1329	1372	1486	1608	1741	1885	2041

**Tableau II.2** : l'évolution futur de la population du centre «Regragua» horizon 2045.

### II.4.Choix de dotation :

#### II.4.1.Catégorie de besoins :

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que BOUGHASSEL-REGRAGUA COMMUNE GHAILASSA tend à la connaître, il est préférable de se pencher sur les différentes catégories des besoins tels que : [1]

#### II.4.2. Besoins domestiques :

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitation, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant(en l/jour/hab.). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs : le niveau de vie. Les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, etc. d'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

Les besoin domestique d'une agglomération quelconque peuvent être estimés par :

- ❖ Soit des statistiques, qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle, ainsi que le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population.

Ceci n'est possible que pour agglomération qui est déjà alimentée en eau potable.

- ❖ Soit en comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles des données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaître le nombre d'habitants.

Citons à ce propos, la norme de l'organisation mondiale de la santé (O.M.S.) qui fixe la consommation domestique minimale à 55 l/jour/hab.

Quant aux valeurs des consommations domestiques spécifiques à prévoir pour l'alimentation de nouvelles zones ou de nouvelles villes, nous pouvons citer, à titre indicatif, quelques valeurs en relation avec le nombre d'habitants de l'agglomération :

- ❖ Pour une Grande ville (plus de 100000 habitants) : de 120 à 120 l/jour/hab.
- ❖ Pour une ville de 20000 à 100000 habitants : de 100 à 140 l/jour/hab.
- ❖ Pour une ville moyenne (de 5000 à 20000 habitants) : de 80 à 120 l/jour/hab.
- ❖ Pour une Zone Rurale (moins que 5000 habitants) : de 60 à 80 l/jour/hab.
- ❖ Pour les Bornes Fontaines : de 20 à 50 l/jour/hab.

Les valeurs indiquées ci-dessus sont quelquefois majorée pour tenir compte de la consommation publique et des petites industries.

### II.4.3. Besoins publics :

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignements, des municipalités, des hôpitaux, etc.

Nous citerons, ci-dessus, quelques exemples de besoins publics

- ❖ Pour le nettoyage des rues et l'arrosage des jardins : de 3 à 5 l/jour/m<sup>2</sup>.
- ❖ Hôpitaux : de 300 à 600 l/jour/lit.
- ❖ Pour les administrations : de 100 à 200 l/jour/employé.
- ❖ Pour les Ecoles Primaires : de 10 à 20 l/jour/élève.
- ❖ Pour les Lycées : de 20 à 30 l/jour/élève.

### II.5. Détermination de la Consommation moyenne journalière :

La consommation [1] moyenne journalière est obtenue par la formule :

$$Q_{moy.j} = \frac{d_i N_i}{1000} (m^3 / j) \text{ Avec :}$$

- $Q_{moy.j}$  : consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j)
- $d_i$  : Dotation journalière (l/j/hab).= 150l/j/hab.
- $N_i$  : (actuel+ future) : Nombre de consommateurs. (Hab).

### II.6. Résultats et discussions :

#### II.6.1. Besoins domestique :

Cet usage comprend toutes les activités ménage consommation d'eau sur la base d'une dotation de 150l/j habitant.

Année	2018	2020	2025	2030	2035	2040	2045
<b>population</b>	1329	1372	1486	1608	1741	1885	2041
<b>débit m<sup>3</sup>/j</b>	199.35	205.80	222.90	241.20	261.15	282.75	306.15
<b>Majoration fuites 20%</b>	39.87	41.16	44.58	48.24	52.23	56.55	61.23
<b>Débit totaux</b>	239.22	246.96	267.48	289.44	313.38	339.30	367.38

**Tableau II.3** : évaluation Besoins domestiques pour le centre «Regragua» horizon2045.

### II.6.2 Besoins publics :

Elle concerne un petit nombre d'activités, notre enquête nous a permis de recenser jusqu'au jour les infrastructures suivantes :

Calcul des besoins : Centre «**Regragua**» :

N°	Désignations	Nombre d'utilisateur	dotation	Consommation Journalière
				(m <sup>3</sup> /j)
1	École (01)	150 élèves	25l/j	3.75
2	Salle de soins	50 malades	50l/j	2,5
5	Mosquée (01)	300 fidèles	20l/j	6
6	Cafeterias(2)	200m <sup>2</sup>	5l/m <sup>2</sup>	1
7	Alimentation générale(2)	550m <sup>2</sup>	5l/m <sup>2</sup>	2.75
			<b>total</b>	16.00

**Tableau II.4:** Besoins Publics

### II.6.3 Besoins totaux :

Après une étude détaillée des différents besoins en eau pour le centre, nous dressons le tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Les besoins totaux en eaux du centre sont donnés par le tableau suivant :

Besoins domestiques (j/ 3m)	Besoins Publics (j/ 3m)	Total (j/3m)
<b>367.38</b>	<b>16</b>	<b>j/Qmoy=383.38</b>

**Tableau II.5:** Besoins Totaux

## II.7.Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectué pour centre REGRAGUA, est basée sur les dotations fixées selon le plan du développement national.

La prévision du débit journalier que sera consommé moyennement par la commune GHAILASSA (REGRAGUA) à l'horizon 2045 est de l'ordre de  $383.38 \text{ m}^3/\text{j}$ . cette prévision nous permettra de déterminer le débit moyen journalier de la consommation pour la commune. Ceci fera l'objet du troisième chapitre

## CHAPITRE III ÉVALUATION DES BESOINS

### III.1.Introduction

Avant tout projet d'alimentation eau potable, il faut connaître le taux de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime de travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus adoptée pour la détermination du régime de consommation consiste à l'analyse du fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante.

Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considéré.

### III.2. Les coefficients d'irrégularité :

#### a. Coefficient d'irrégularité journalière maximale ( $K_{\max j}$ ) :

En raison des variations du débit en fonction du temps, il convient de déterminer la consommation moyenne journalière, d'un coefficient d'irrégularité ou de majoration (intégrant les gaspillages de consommations individuelles), des entités collectives (école, caserne...etc.) et également les pertes éventuelles dues à des fuites dans le réseau de distribution. Le coefficient d'irrégularité est déterminé par [1]:

$$K_{\max j} = Q_{\max} / Q_{\text{moy } j}$$

La valeur de  $K_{\max j}$  varie entre 1,1 et 1,3 pour notre étude  $K_{\max j}$  égale à 1,3.

#### b. Coefficient d'irrégularité minimale journalière ( $K_{\min j}$ ):

Le coefficient d'irrégularité minimale journalière nous indique le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne journalière, exprimé par le rapport suivant :

$$K_{\min j} = Q_{\min j} / Q_{\text{moy } j}$$

La valeur  $K_{\min j}$  varie entre 0,7 et 0,9 pour notre étude nous prendrons  $K_{\min j}$  égale à la moyenne 0,8.

### III.3. Les coefficients d'irrégularité horaire :

#### a. Coefficient d'irrégularité horaire maximal ( $k_{max h}$ )

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour une journée.

D'une manière générale, ce coefficient peut être formulé par deux autres coefficients dont l'un tient compte du confort des équipements de l'agglomération ( $\alpha_{max}$ ) et le second est lié à l'accroissement de la population ( $\beta_{max}$ ) exprimé par les deux formules suivantes :

$$K_{max h} = Q_{max h} / Q_{moy h}$$

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

- $\alpha_{max}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,3$ .
- $\beta_{max}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

#### b. Coefficient d'irrégularité horaire minimal ( $K_{min h}$ ) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisagé pour un type consommation donnée :

$$K_{min h} = Q_{min h} / Q_{moy h}$$

$$K_{min} = \alpha_{min} \times \beta_{min}$$

Avec :

- $\alpha_{min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0,5$
- $\beta_{min}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.



### III.4. Détermination de débit :

#### III.4.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{\max j}$ ) :

Ce débit relatif à la consommation journalière la plus importante durant l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnements du réseau d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

L'évaluation de la consommation maximale journalière totale est donnée par la relation suivante :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \times Q_{\text{moy } j}$$

#### III.4.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ ) :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est minimale, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy } j}$$

#### III.4.3. Débit maximal horaire ( $Q_{\max h}$ ) :

Débit maximum horaire (débit de pointe) nous permet le dimensionnement des conduites du réseau de distribution, afin d'assurer le débit demandé à l'heure de pointe. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times Q_{\text{moy } h}$$

Avec :  $Q_{\text{moy } h} = Q_{\max} / 24$

#### III.4.4. Débit minimal horaire :

Le débit minimal horaire est déterminé par :

$$Q_{\text{moy } h} = K_{\min h} \times Q_{\text{moy } h}$$

#### III.4.5. Récapitulation général :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

$$Q_{\max j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy } j} \qquad K_{\max j} = (1.1 - 1.3) n$$

On prend :  $K_{\max j} = 1.3$  (pour les petites villes et moyenne importance) [5]

. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau :

Horizon	Population (habts)	$Q_{\text{moy,J}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\text{max J}}$	$Q_{\text{max/J}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{moy/h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
2045	2041	383.38	1.3	498.39	20.46

**Tableau : III.1** - Récapitulation général des débits.

### **III.5. Calcul de la capacité totale nécessaire :**

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. [1]

Temps	coef (h)	Arrivées Qa	Consommation QC	Apport	Q consommé	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0h-1h	0.125	20.766	2.595	20.766	2.595	18.171	
1h-2h	0.125	20.766	2.595	41.532	5.19	36.342	
2h-3h	0.125	20.766	2.595	62.298	7.785	54.513	
3h-4h	0.125	20.766	2.595	83.058	10.38	72.678	
4h-5h	0.125	20.766	2.595	103.824	12.975	90.849	
5h-6h	0.125	20.766	2.595	124.59	15.57	109.02	
6h-7h	1	20.766	20.766	145.35	36.336	109.014	
7h-8h	3.5	20.766	72.681	166.11	109.017	57.093	
8h-9h	3.5	20.766	72.681	186.87	181.698	5.172	
9h-10h	3.5	20.766	72.681	207.63	254.379		-46.749
10h-11h	3.5	20.766	72.681	228.39	327.06		-98.67
11h-12h	0.4	20.766	8.306	249.15	335.366		-86.216
12h-13h	0.4	20.766	8.306	269.91	343.67		-73.76
13h-14h	0.4	20.766	8.306	290.67	351.978		-61.308
14h-15h	0.4	20.766	8.306	311.43	360.284		-48.854
15h-16h	0.4	20.766	8.306	332.19	368.59		-36.4
16h-17h	2	20.766	41.532	352.95	414.12		-57.17
17h-18h	2	20.766	41.532	373.71	451.65		-77.94
18h-19h	0.5	20.766	10.383	394.47	462.037		-67.567
19h-20h	0.5	20.766	10.383	415.23	472.42		-57.19
20h-21h	0.5	20.766	10.383	435.996	482.803		-46.807
21h-22h	0.5	20.766	10.383	456.76	493.18		-36.42
22h-23h	0.125	20.766	2.595	477.52	495.781		-18.261
23h-24h	0.125	20.766	2.595	498.28	498.37		0

**Tableau III.2 - Détermination de la capacité du réservoir.**

➤ Pour le calcul de la capacité totale du réservoir, on utilise la formule suivante :

Le volume du réservoir  $V = \Delta V^- + \Delta V^+ + V \text{ incendie}$

Avec :

- $\Delta V^+$ : volumes d'eau en excès       $\Delta V^+ = \text{Apport} - \text{cons}$  si  $\text{Apport} > \text{cons}$
- $\Delta V^-$ : insuffisance       $\Delta V^- = \text{cons} - \text{apport}$  si  $\text{cons} > \text{Apport}$
- $V_{\text{incendie}} = 120 \text{ m}^3$  à raison de 17 l/s pendant 2 heures.

Donc :

$$\Delta V^+ = 109.02 \text{ m}^3 \quad \text{et} \quad \Delta V^- = 98.67 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V = 109.02 + 98.67 + 120 = 327.69 \text{ m}^3$$

### III.6. CONCLUSION :

La capacité totale du réservoir d'eau à projeter est de  $500 \text{ m}^3$ , alors que le volume régularisé d'après les calculs est estimée à  $327.69 \text{ m}^3$ .

# **PARTIE 3**

## **Etude Et Dimensionnement Des Éléments Du Réservoir**

## CHAPITRE I

### Dimensionnement des éléments résistants du réservoir

#### I.1.Introduction :

Le réservoir à étudier est un réservoir circulaire en béton armé coulé sur place du type semi-enterré de capacité  $500 \text{ m}^3$ , destiné à l'alimentation en eau potable.

#### I.2.Pré dimensionnement :

Les dimensions préalables du réservoir sont les suivantes :

Avec le volume de réservoir :  $V=500\text{m}^3$ [2]

##### 1) Diamètre intérieur de la cuve :

$$D=1.405 \times \sqrt[3]{V} \text{ [m]} \quad ; \quad V=500 \text{ m}^3$$

$$D=1.405 \times \sqrt[3]{500} \text{ [m]}$$

$$D= 11.151 \text{ m}$$

Pour notre projet on va prendre une dimension pratique  $d = 12.6 \text{ m}$ . correspondante à une capacité standard.

##### 2) Hauteur d'eau utile : [4]

$$h=0.460d \text{ [m]} \quad ; \quad d= 11.151 \text{ m}$$

$$h=0.460 \times 11.151 \text{ [m]}$$

$$h= 5.129 \text{ m}$$

Pour arrêter une capacité définitive du réservoir de  $500 \text{ m}^3$  nous prenons les dimensions suivantes :

Hauteur : 4 m

Diamètre : 12.6 m

Capacité :  $500 \text{ m}^3$

##### 3) Hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'à la base de ceinture de calotte :

$$h_0=0.10d \text{ [m]} \quad ; \quad d= 11.151 \text{ m}$$

$$h_0=0.10 \times 11.151\text{[m]}$$

$$h_0= 1.115\text{m}$$

#### 4) Flèche de la coupole

$$F=0.104d \text{ [m]} \quad ; \quad d=12.6$$

$$F=0.104 \times 12.6 \text{ [m]}$$

$$F= 1.31 \text{ m}$$

#### 5) Epaisseur de la calotte

La coupole est un élément travaillant à la compression, nous prenons une épaisseur minimale de 10 cm.

#### 6) Epaisseur maximale de la paroi à la base :

$$e_{max}=0.207d^2 \text{ [m]} \quad ; \quad d=12.6 \text{ m}$$

$$e_{max}=0.207 \times 12.6^2 \text{ [m]}$$

$$e_{max}= 32.86 \text{ cm}$$

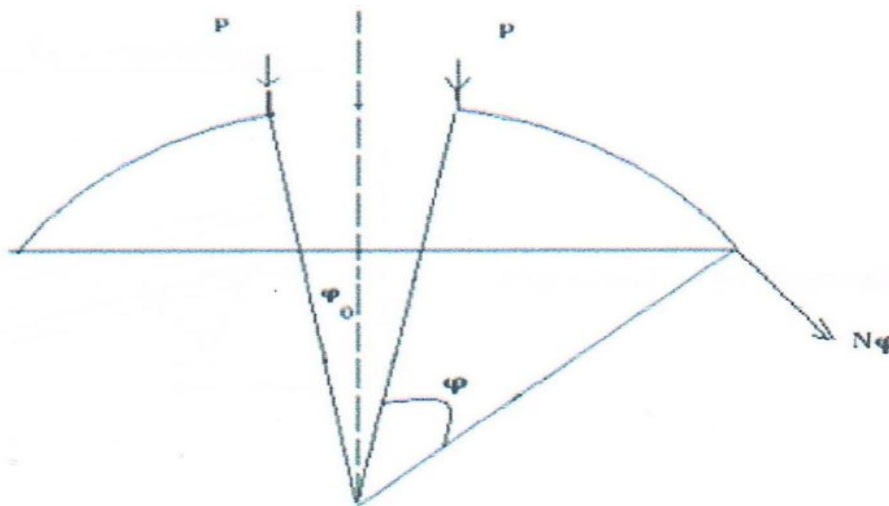
L'épaisseur est prise constante sur toute la hauteur de la paroi, nous prenons une épaisseur constante de 20 cm.

### I.3. Etude et ferrailage de la coupole :

#### I.3.1. Calcul de la coupole :

La coupole est une partie de la couverture du réservoir, la couverture est une calotte sphérique, on réalise au niveau de la couverture une ouverture (lanterneau), située au sommet de la calotte.

[4]



**Fig. I.1.** Les composant de la coupole.

**Effort suivant les méridiens :**

$$N_m = -\frac{R \cdot P}{1 + \cos \varphi}$$

**Efforts suivants les parallèles :**

$$N_p = R \cdot P \left( \frac{1}{1 + \cos \varphi} - \cos \varphi \right)$$

P : Charge uniforme sur la surface de la coupole en mètre carre

R: Rayon de la courbure de la coupole

$\varphi$ : Angle composé de l'axe de révolution jusqu'au bord supérieur de la coupole.

**1. Calcul de la flèche de la coupole :**

$$f = 0.104d \quad ; \text{ avec : } d=12.6 \text{ m}$$

$$f = 1.31 \text{ m}$$

**2. Calcul du rayon de a coupole :**

$$(R - f)^2 + r^2 = R^2$$

$$R = r^2 + f^2 / 2.f \quad [I.3]$$

$$R = (6.3)^2 + (1.31)^2 / 2 \times 1.31 = 15.80 \text{ m}$$

**3. Le choix de l'épaisseur de la coupole :**

Dans le cas courant l'épaisseur de la coupole au sommet varie de 6 à 8 cm et à la base de 10 à 12 cm.

Donc on prend ; e=10 cm le long de la coupole.

**4. Calcul angle  $\varphi$  :**

$$\text{tg}\varphi = r / (R - f) = 6.3 / (15.80 - 1, 31) = 0.435$$

$$\varphi = 23.5^\circ$$

$$\text{Cos } \varphi = 0,917$$

$$\text{Sin } \varphi = 0,398$$



**5. La surface de la coupole :**

$$S_{\text{coupole}} = 2\pi Rf$$

$$S_{\text{coupole}} = 2\pi \times 15.80 \times 1.31$$

$$S_{\text{coupole}} = 130.04 \text{ m}^2$$

**6. Le poids propre de coupole :  $p_p = e \delta_{\text{béton}}$** 

Avec :  $e = 0.10 \text{ m}$  et  $\delta_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$

- Poids propre de la coupole :  $2500 \times 0,10 = 250 \text{ Kg/m}^2$

- Enduit :  $2200 \times 0,02 = 44 \text{ Kg/m}^2$

- Etanchéité :  $= 7,30 \text{ Kg/m}^2$

- Charge permanent :  $G = 301,30 \text{ Kg/m}^2$

- Charge d'exploitation :  $Q = 110 \text{ Kg/m}^2$

**7. La charge de calcul :**

On a :  $G = 301,30 \text{ Kg/m}^2$  et  $Q = 110 \text{ Kg/m}^2$

**Elu** :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times S_{\text{coupole}}$

$$q_u = (1.35 \times 301.30 + 1.5 \times 110) \times 130.04 = 571.75 \times 130.04$$

$$q_u = 74350.37 \text{ kg}$$

**8. La charge de calcul par mètre linéaire :**

Avec :  $r = \frac{12.6}{2} = 6.3 \text{ m}$

**Elu** :  $P_{\text{ml}} = \frac{q_u}{2\pi r} = \frac{74350.37}{2 \times 3.14 \times 6.3} = 1878.39 \text{ kg/ml}$

**I.3.2. Calcul l'effort normal :****A) Les donnees :**

- poids de la coupole :  $P = 571.75 \text{ kg/ m}^2$

-  $R = 15.80 \text{ m}$ . Et  $\varphi = 23^\circ.53$

**B) Les résultants :**

$$N_m = -\frac{R \cdot P}{1 + \cos \varphi}$$

$$N_m = -\frac{15.80 \times 571.75}{1 + 0.917}$$

$$N_m = -4712.38 \text{ kg}$$

$$N_p = R \cdot P \left( \frac{1}{1 + \cos \varphi} - \cos \varphi \right) = 15.80 \times 571.75 \times \left( \frac{1}{1 + 0.917} - 0.917 \right)$$

$$N_p = -3571.46 \text{ kg}$$

**I.3.3. Ferrailage de la coupole :****I.3.3.1. Ferrailage Suivant les méridiens  $N_m$  : [6]**

Le béton résiste bien à la compression sans aciers, le ferrailage à adopter est :

Pour une coupole surbaissée, assimilée à une dalle d'épaisseur  $e = 0.10 \text{ m}$   $b = 1 \text{ m}$

$$A_{min} = 0.3 \% \cdot B \dots \dots \dots \text{ CBA93}$$

$$A_{min} = 0.3 \times 0.01 \times 10 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous prendrons :

$$A_s = 8T8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement 15 cm

**I.3.2. Ferrailage Suivant les parallèles  $N_p$  :**

$$N_\theta = 3571.46 \text{ kg/ml},$$

On opte pour une section minimale armature méridienne /2

$A_{\min} = (0.3 \times 0.01 \times 100 \times 10) / 2 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  nous prendrons :

$$A_s = 5T8 = 2.51 \text{ cm}$$

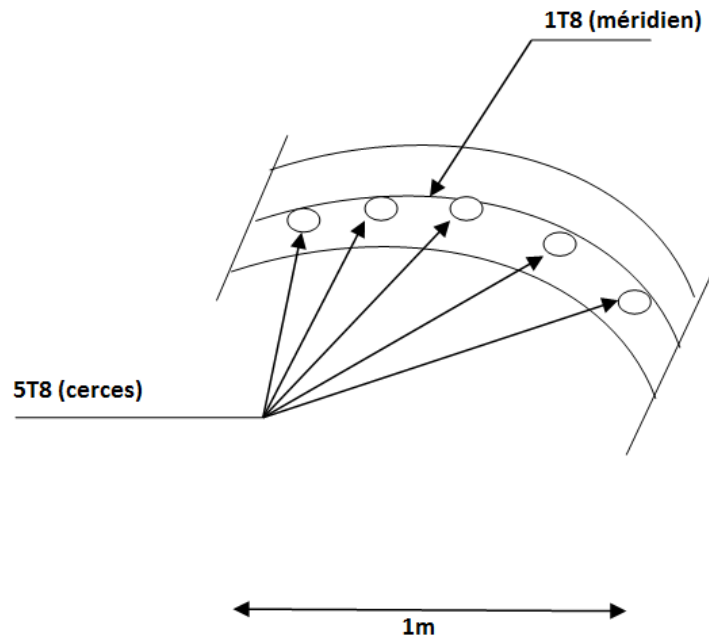


Fig. I.2 ferrailage de la coupole bande 1m

### I.3.3. Vérification des contraintes :

Sous combinaisons ELS, la contrainte de compression du béton est limitée à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{h_0 + 0.55}{3} f_{c28}, \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 100 \frac{h_0}{R} (f_{c28})^{1/3} \text{ (en MPa).....CBA}$$

Avec :

$h_0(m)$  : Épaisseur de la coupole,

$R$  : rayon de courbure de la coupole,

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à 28 jours du béton à la compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.124 \text{ MPa.}$$

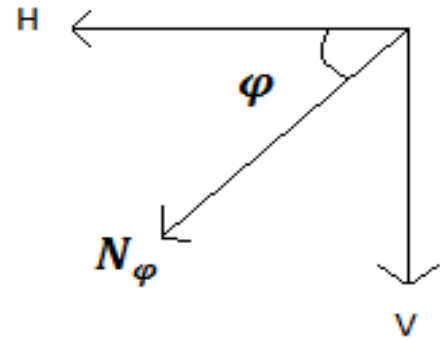
$$\sigma_b = \frac{N_{max}}{b \times e}, \quad \text{avec : } b=100 \text{ cm et } e=10 \text{ cm,} \quad N_{max} = 4712.38 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_b = 0.471 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}}$  La contrainte est vérifiée.

#### I.4. Etude de la ceinture :

La ceinture est calculée comme une poutre soumise à une traction sous l'effet de la composante ramenée par la couverture, elle doit équilibrer la composante horizontale de la poussée de la coupole. [2]



##### I.4.1. La poussée horizontale H :

La composante horizontale de  $N_m$  pour toute la longueur est  $H_1$ .

$$H_1 = 2 \times \pi \times r \times N_m$$

$$H_1 = 2 \times \pi \times 6.3 \times 4712.38$$

$$H_1 = 186535.16 \text{ kg}$$

- La composante horizontale de  $N_m$  par unité de pourtour est  $H$

$$H = \frac{H_1}{\pi \cdot D} = \frac{186535.16}{3.14 \times 12.6} = 4712.37 \text{ kg/m}$$

##### I.4.2. L'effort de traction dans la ceinture T :

- L'effort de traction appliqué sur la ceinture.

$$T = H \cdot r = 4712.37 \times 6.30 = 29687.99 \text{ Kg}$$

##### I.4.3. FERRAILLAGE DE LA CEINTURE :

$$T = 29687.99 \text{ Kg} = 296879.9 \text{ N}$$

Avec :  $\gamma_s = 1.15$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{296879.9}{348 \times 100} = 8.53 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $8T12 = 9.048 \text{ cm}^2$  avec des cadres T8

#### I.4.4. Vérification de la section

Puisque la section du béton n'intervient pas dans les calculs, elle peut être de dimensions quelconques, il y a lieu de vérifier la condition de non fragilité. [7]

$F_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$A \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ Et } B \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}}$$

$$B \leq \frac{8.53 \times 400}{2.10} = 1624.76 \text{ cm}^2$$

$30 \times 35 \leq 1758.09 \text{ cm}^2 \implies$  la condition est vérifiée

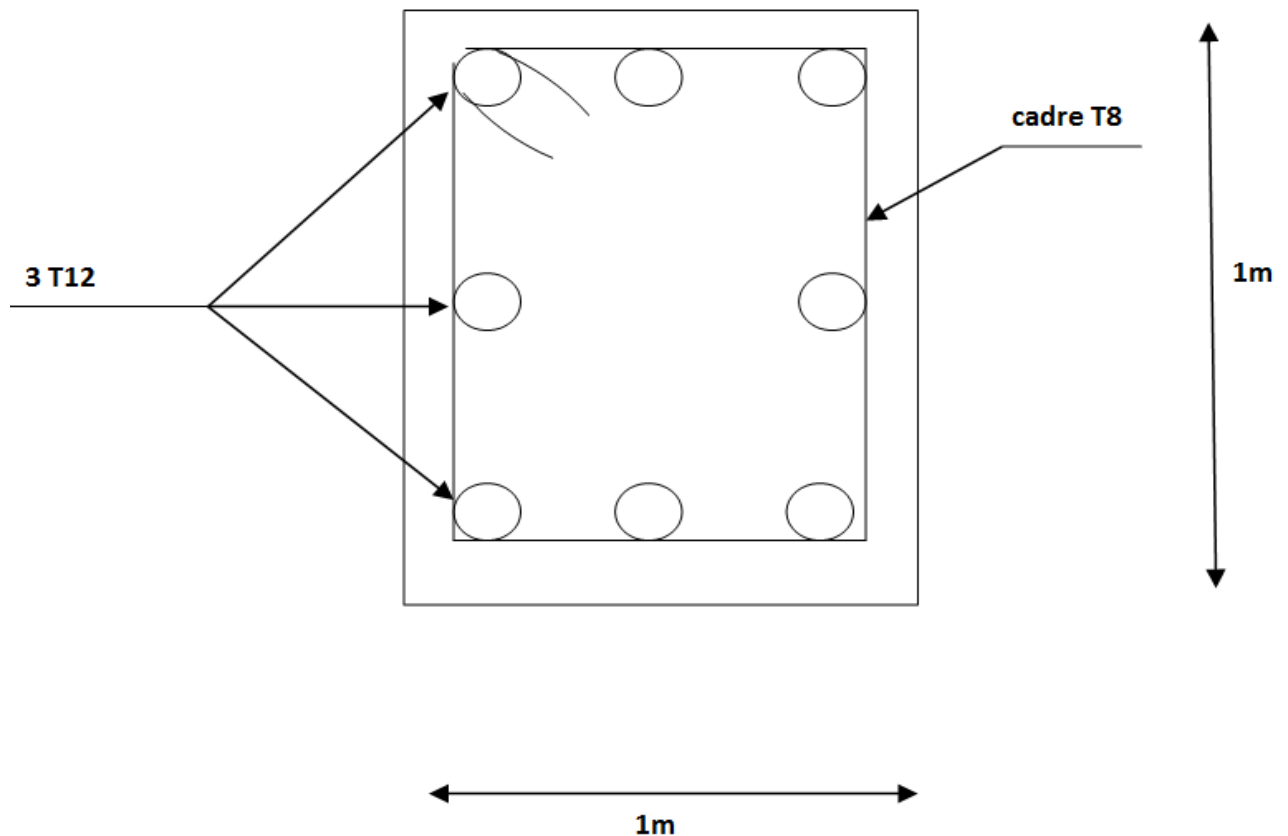


Fig. I.3. Ferrailage de la ceinture (bande 1m)

### I.5. Les Parois (voile circulaire du réservoir) :

La cuve se calcule par tranche de 1m sous l'effet de pression du liquide c'est-à-dire on considère que le réservoir plein est posé sur le sol (le cas le plus défavorable), donc le voile vertical est soumis à la pression d'eau sur une hauteur de  $h=4$  m. [8]

#### I.5.1. Calcule la pression du liquide

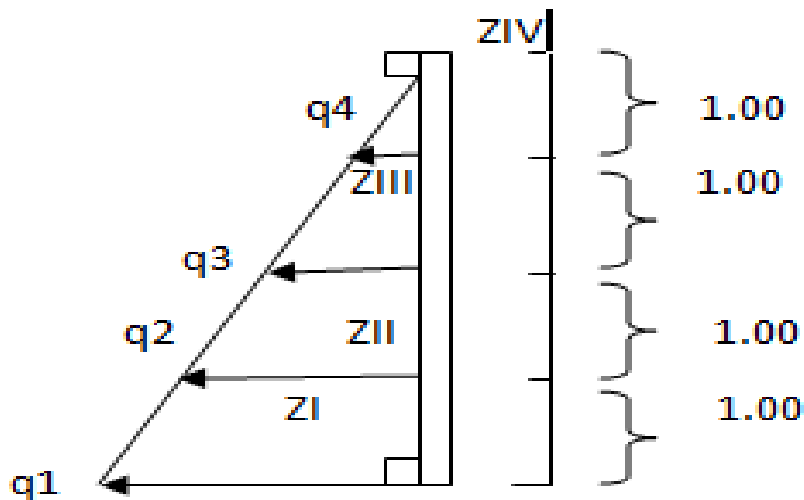


Fig. I.4.évaluation de la pression hydrostatique sur le voile.

La cuve se calcule par tranche de 1m de hauteur,

Sous l'effet de la pression du liquide.

$\gamma$  : étant la densité d'eau et  $h$  : La hauteur d'eau.

$$q_i = \gamma \times h_i$$

$$q_1 = \gamma \times h_1 = 1000 \times 4 = 4000 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \gamma \times h_2 = 1000 \times 3 = 3000 \text{ kg/m}^2$$

$$q_3 = \gamma \times h_3 = 1000 \times 2 = 2000 \text{ kg/m}^2$$

$$q_4 = \gamma \times h_4 = 1000 \times 1 = 1000 \text{ kg/m}^2$$

Pour les zones :

En divisant le voile en bandes de 1m de hauteur, la pression moyenne sur chaque bande sera :

$$Q = \frac{(q_i + q_{i+1})}{2}$$

$$ZI \Rightarrow Q1 = (q1 + q2) / 2 = 3500 \text{ kg/m}^2$$

$$ZII \Rightarrow Q2 = (q2 + q3) / 2 = 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$ZIII \Rightarrow Q3 = (q3 + q4) / 2 = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$ZIV \Rightarrow Q4 = (q4 + 0) / 2 = 500 \text{ kg/m}^2$$

### I.5.2. Les efforts de traction dans chaque bande :

Sous l'action de ces pressions, chaque bande sera tendue avec un effort tangentiel correspondant à savoir :

$$F_i = Q_i \times r \text{ Avec : } r = 6.3 \text{ m}$$

$$F1 = Q1 \times r = 22050 \text{ kg/ml.}$$

$$F2 = Q2 \times r = 15750 \text{ kg/ml.}$$

$$F3 = Q3 \times r = 9450 \text{ kg/ml.}$$

$$F4 = Q4 \times r = 3150 \text{ kg/ml.}$$

### I.5.3. Ferrailage de la paroi :

#### I.5.3.1. Armatures Horizontales (cerces) :

Section d'armature. (Cas de fissuration très préjudiciable)

Donc :  $\gamma = 1.1$  coefficient sécurité

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} \times \gamma$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{2}, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \dots \dots \dots \text{ (CBA 93),}$$

$$\bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPa}$$

$$A1 = (F1/\bar{\sigma}_s) \times \gamma = 14.7 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A2 = (F2/\bar{\sigma}_s) \times \gamma = 10.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A3 = (F3/\bar{\sigma}_s) \times \gamma = 6.3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_4 = (F_4 / \overline{\sigma_s}) \times \gamma = 2.1 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopt:

Bande de 1.00m	Type sur les 2 faces	A (cm <sup>2</sup> )	A adopté	Espacement
1	Cerces	14.7	2×7 T 12	e =15cm
2	Cerces	10.5	2×5 T 12	e = 20 cm
3	Cerces	6.3	2×3T12	e = 30 cm
4	Cerces	2.1	2x2T 10	e= 50 cm

**Tableau I.1-** Ferrailage de la paroi.

Cerces sur les deux faces espacement de 13 à 15 cm

### **I.5.3.2. Armature de méridien :**

L'armature verticale de répartition égale la moitié de celle de l'armature principale circulaire (cerces) on adopte :

Pour les bandes 1 et 2 ; 3 ----- 6T12 e=15cm

### **a. Calcul des efforts et moments de la paroi :**

On utilisé la méthode de Hangan-Soares : [2]

#### **Les données :**

- La hauteur d'eau utile  $h = 4 \text{ m}$
- L'épaisseur de la paroi  $e = 0.2 \text{ m}$
- L'épaisseur du radier  $\epsilon = 0.3 \text{ m}$
- $\delta = 1 \text{ t/m}^3$

### **b. Les résultats :**

$$B h = 6.17$$

$$K = 0.0118$$



$$M_0 = K\delta h^3 = 755.2 \text{ kg.m}$$

$$K_0 = 0.119$$

$$X_0 = K_0 h$$

$$X_0 = 0.47 \text{ m}$$

$$X_{0max} = 1.2\sqrt{Re} = 1.34 \text{ m}$$

$$K_1 = 0.251$$

$$X_1 = K_1 h$$

$$X_1 = 1.004 \text{ m}$$

$$X_{1max} = 1.8\sqrt{Re} = 2.02 \text{ m}$$

$$K' = 0.00295$$

$$M' = -K' \delta h^3$$

$$M' = -188.8 \text{ kg.m}$$

$$K_2 = 0.368$$

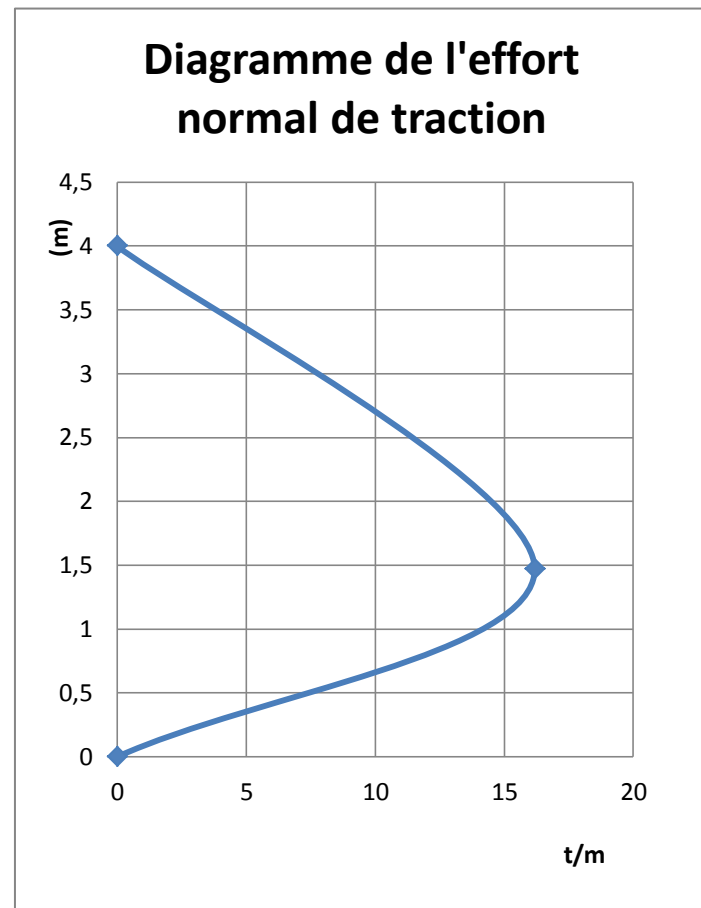
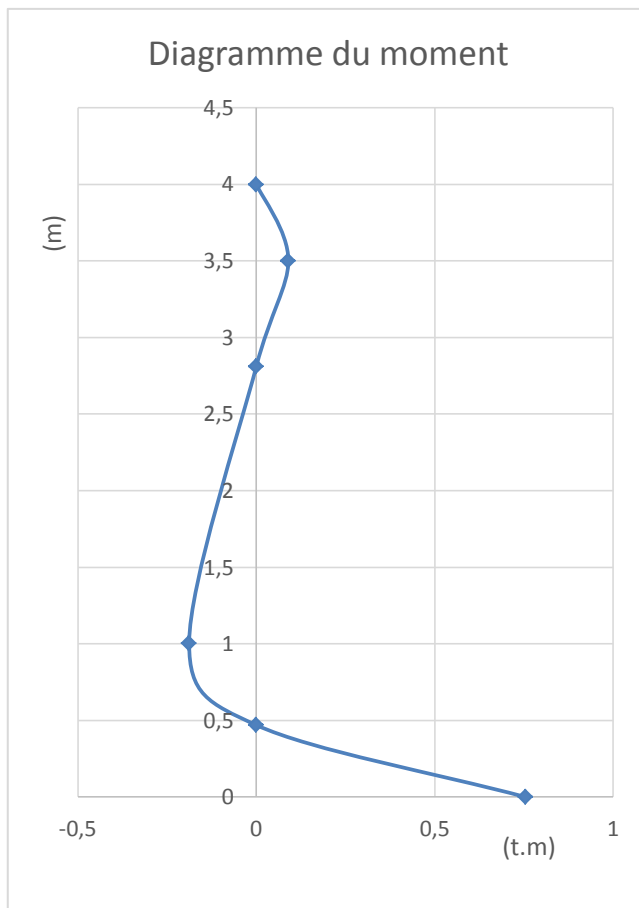
$$X_2 = K_2 h$$

$$X_2 = 1.47 \text{ m}$$

$$K'' = 0.642$$

$$N_{\phi max} = K'' \delta R h$$

$$N_{\phi max} = 16178.4 \text{ kg/m}$$



**Fig. I.5.** Diagramme du moment et l'effort de traction dans La paroi

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion simple d'une bande de 1 m

On a : [7]

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} \quad \text{et} \quad d = 0.16 \text{ m} \quad , \sigma_{bc} = 14.47 \text{ MPa} \quad , \sigma_{st} = 167.97 \text{ MPa}$$

$$M_u = 755.2 \text{ kg.m} = 0.007552 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.007552}{(0.14)^2 \times 1 \times 14.47} = 0.0266 \quad [\text{I.11}]$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0337 \quad [\text{I.12}]$$

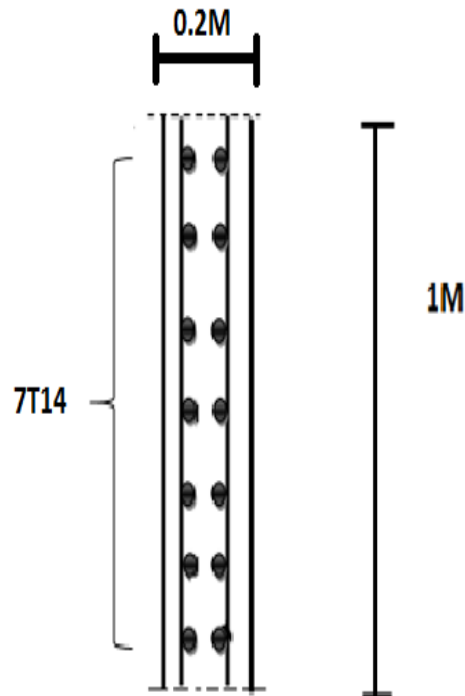
$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.157 \text{ m} \quad [\text{I.13}]$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0.007552}{0.157 \times 167.97} = 2.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.86 \text{ cm}^2$$

On adopté :

$$A_{st} = 6 T 10 = 4.710 \text{ cm}^2 ; \text{ esp} = 15 \text{ cm}$$

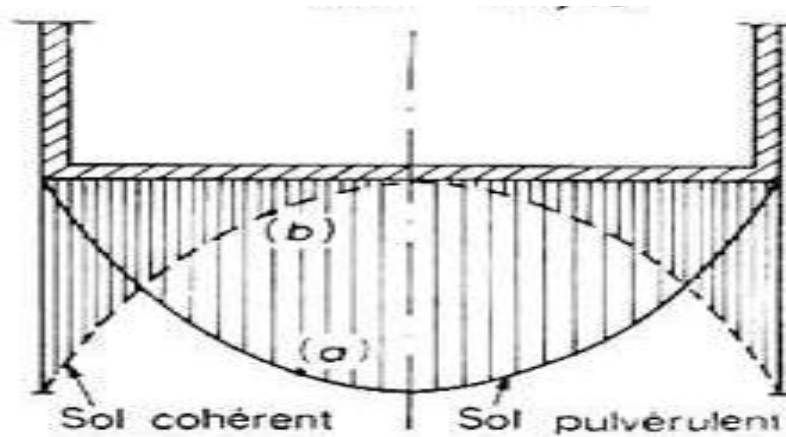


**Fig. I.6.** Ferrailage vertical de la paroi.

### I.6. Calcul du Radier:

Le radier est calculé comme une dalle circulaire à la flexion sous l'effet de la composante ramenée par le poids du réservoir, il doit assurer la fonction de l'étanchéité du réservoir et la bonne répartition des charges sur le sol. Le choix d'un radier général s'impose dans ce cas de figure.

La contrainte su sol est prise égale à 3 bar (rapport du sol).



**Fig. I.7.** Sous pression du radier.

**Efforts exercés :**

**Poids de la coupole**

$$P_1 = 2 \pi \times R \times f \times P = 2 \pi \times 15,80 \times 1,31 \times 571,75$$

$$P_1 = 74350,37 \text{ Kg}$$

**Poids de la ceinture**

$$P_2 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h \times 2500 = (\pi/4) \times (13,20^2 - 12,60^2) \times 0,35 \times 2500$$

$$P_2 = 10638,21 \text{ Kg}$$

**Poids de la cuve**

Poids du béton armé

$$P_3 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h \times 2500 = (\pi/4) \times (13,00^2 - 12,60^2) \times 4 \times 2500$$

$$P_3 = 80424,77 \text{ Kg}$$

Poids de l'enduit

$$P_4 = 2 \pi \times (r_{\text{ext}} \times h + r_{\text{int}} \times h) \times 0,02 \times 2300$$

$$P_4 = 2 \pi \times (6,5 \times 4 + 6,3 \times 4) \times 0,02 \times 2300 = 14798,15 \text{ Kg}$$

**Poids de la cuve :**  $P_5 = P_3 + P_4 = 95222,92 \text{ Kg}$

**Poids de l'eau**

$$P_6 = 1000 \times 500 = 500\,000 \text{ Kg}$$

### Poids total du réservoir vide

$$Pr_{\text{vide}} = P_{\text{coupole}} + P_{\text{ceinture}} + P_{\text{cuve}}$$

$$Pr_{\text{vide}} = 74350,37 + 10638,21 + 95222,92 = 180211,5 \text{ Kg}$$

### Poids total du réservoir plein

$$Pr_{\text{plein}} = Pr_{\text{vide}} + P_{\text{eau}} = 680211,5 \text{ Kg}$$

### Surface du radier

Diamètre de radier : 13.60 m

$$S = \pi \times D^2 / 4 = \pi \times 13,6^2 / 4 = 145,26 \text{ m}^2$$

### Sous pression

$$Ps = \frac{P}{S} = \frac{1,35 \times 180211,5}{145,26} = 1674,82 \text{ Kg/m}^2$$

#### I.6.1. Calcul des Moments de flexion :

Le ferrailage du radier sera calculé par la sous pression  $Ps = 1674,82 \text{ Kg/m}^2$ .

Le radier est considéré comme une plaque circulaire encastree sur son

Pourtour. [7]

Moment radiale :

$$Mr = \left( \frac{Ps}{16} \right) \times [(1 + \nu) \times r^2 - (3 + \nu) \times a^2]$$

Moment tangentielle :

$$Mt = \left( \frac{Ps}{16} \right) \times [(1 + \nu) \times r^2 - (3 \times \nu + 1) \times a^2]$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson égale 0.2

$$r = \frac{D}{2} = \frac{13,6}{2} = 6,8 \text{ m (Rayon de radier)}$$

Pour  $a = 0$  :  $Mr = Mt = \left(\frac{Ps}{16}\right) \times (1 + \nu) \times r^2$

Pour  $a = r$  :  $Mr = \frac{-Ps \times r^2}{8}$

$$Mt = \frac{-Ps \times \nu \times r^2}{8}$$

- Au centre ( $a = 0$ ) :

Moment radiale et tangentielle :

$$Mr = Mt = \left(\frac{Ps}{16}\right) \times (1 + \nu) \times r^2$$

$$Ps = 1674.82 \text{ Kg/m}^2$$

$$Mr = Mt = \frac{1674.82}{16} \times (1 + 0.2) \times 6.8^2$$

$$Mr = Mt = 5808.27 \text{ kg.m}$$

- Au bord ( $a = r$ ) :

Moment radiale :

$$Mr = \frac{-Ps \times r^2}{8}$$

$$Mr = \frac{-1674.82 \times 6.8^2}{8}$$

$$Mr = -9680.45 \text{ kg.m}$$

Moment Tangentielle :

$$Mt = \frac{-Ps \times \nu \times r^2}{8}$$

$$Mt = \frac{-1674.82 \times 0.2 \times 6.8^2}{8}$$

$$Mt = -1936.09 \text{ kg.m}$$

### I.6.2. Ferrailage du radier :

On va calculer [4] le ferrailage pour un radier posé sur un terrain rocheux soumis à la flexion simple, sachant que :

La fissuration est très préjudiciable,  $b = 1\text{ m}$  et  $d = 0.22\text{ m}$  ,  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$  .

$f_{bu} = 14.2\text{ MPa}$  , enrobage  $c = 4\text{ cm}$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348\text{ MPa}$$

#### Armatures radiales

En travée :  $a = 0$

$$Mr = 5808.27 \text{ kg.m} = 0.058082 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{Mr}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{0.058082}{1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0845$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0845}) = 0.11$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.11 = 0.956$$

$$A = \frac{0.058082}{0.956 \times 0.22 \times 348}$$

$$A = 7.93 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour des 6 T 14 avec  $e = 16\text{ cm}$   $\implies A = 9,24\text{ cm}^2$

**En appui** :  $a = r$

$$Mr = 9680.45 \text{ kg.m} = 0.096804 \text{ MN}$$

$$\mu = \frac{0.096804}{1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.140$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.140}) = 0.189$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.189 = 0.924$$

$$A = \frac{0.096804}{0.924 \times 0.22 \times 348}$$

$$A = 1.368 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 13.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour des 7 T 16 avec } e = 15 \text{ cm} \quad \implies \quad A = 14.077 \text{ cm}^2$$

**Armatures tangentielles**

**En travée** :  $a = 0$

$$Mt = 5808.27 \text{ kg.m} = 0.058082 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{0.058082}{1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0845$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0845}) = 0.11$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.11 = 0.956$$

$$A = \frac{0.0547163}{0.956 \times 0.22 \times 348}$$

$$A = 7.93 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour des 6 T 14 avec } e = 16 \text{ cm} \quad \implies \quad A = 9,24 \text{ cm}^2$$

**En Appui** :  $a = r$

$$Mt = 1936.09 \text{ kg.m} = 0.019360 \text{ MN}$$

$$\mu = \frac{0.019360}{1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0281$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0281}) = 0.0356$$

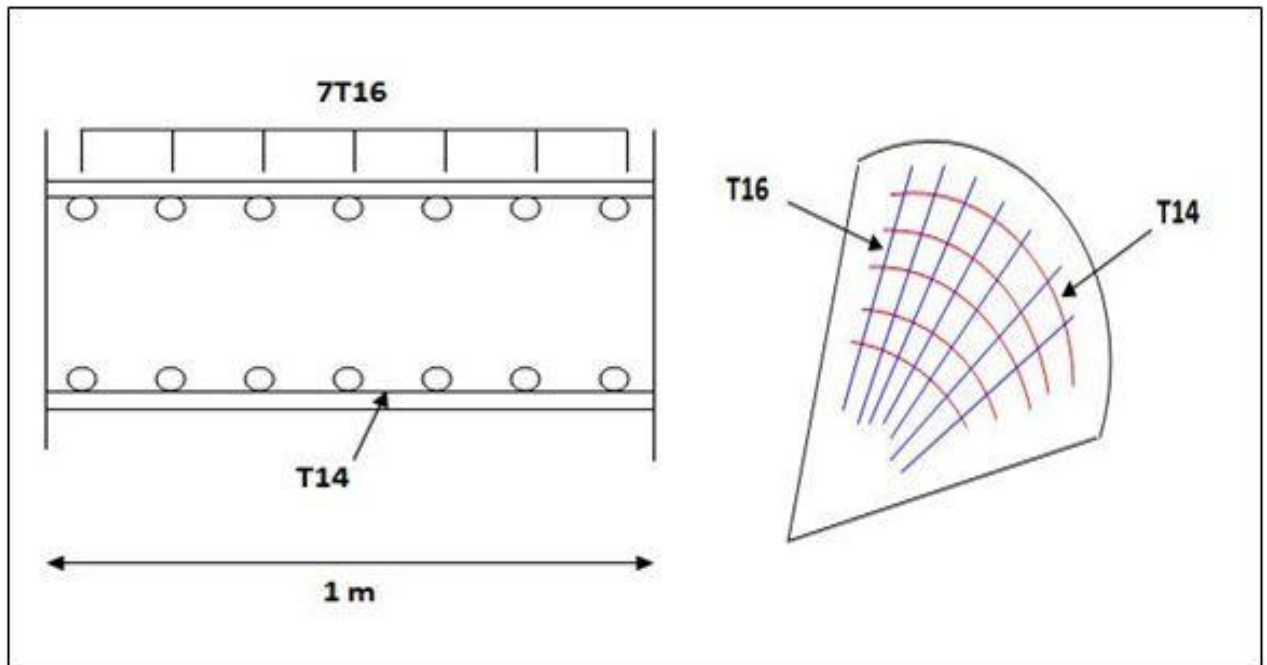


$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0356 = 0.985$$

$$A = \frac{0.019360}{0.985 \times 0.22 \times 348}$$

$$A = 2.56 \times 10^{-4} m^2 = 2.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour des 4 T 12 avec  $e = 25 \text{ cm} \implies A = 4.524 \text{ cm}^2$



**Fig. I.8.**féraillage du radier bande 1m.

## CHAPITRE II

### DEVIS QUANTITATIVE DES TRAVAUX

#### II.1. Introduction :

Lorsque nous volons réaliser un devis, nous devons connaître certains procédés techniques propres à l'élaboration de ce dossier. Parmi les éléments que nous devons dominer figure la maîtrise du calcul, des notions approfondies de l'utilisation du tableur Excel, ainsi que l'établissement du devis quantitatif. Dans cette rubrique, nous allons nous intéresser sur ce dernier point.

#### II.2. Définition d'un devis quantitatif :

Un devis quantitatif est par définition un document préparatoire nécessaire à la confection du devis estimatif. Ce dossier doit comporter plusieurs informations concernant le service demandé. Lors de la réalisation d'un devis quantitatif, le prestataire de service doit faire un inventaire des matériaux et produits nécessaires pour la réalisation des travaux. Ces données sont détaillées dans le Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP).

#### II.3. Devis quantitatif détaillé :

Le contenu du devis quantitatif comprend :

- Les numéros des prestations
- Les descriptions des prestations vendues
- Les unités
- Les quantités des produits

Comme nous pouvons le constater, l'objectif de ce travail est de proposer un devis quantitatif dont nous avons besoin pour accomplir le projet. Les chiffres représentés dans ce document sont assez fixes. Nous devons l'établir bien avant le démarrage des travaux. Il s'agit en réalité du premier dossier à déterminer avant d'élaborer le devis estimatif qui met en avant les coûts et le problème d'écart de prix.

## II.4. Un logiciel pour effectuer un devis quantitatif :

Pour réaliser le devis quantitatif, en utilise un programme de calcul comme un tableur Excel.

## II.5. Devis quantitatif de l'étude du réservoir :

**Tableau II.1** : Devis quantitatif du réservoir.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
<b>Génie civil</b>			
1	Préparation d'une étude géométrique (étude de lieu de plantation du réservoir)	m <sup>3</sup>	1
2	Creusé la tranchée mécaniquement dans le sol normal et tous manière y compris décantation, l'enlèvement de l'excès de sol et son transfère dans l'espace public ainsi toutes les exigences de la réussite	m <sup>3</sup>	1400
3	Le remblai au tour du périmètre du réservoir avec le sol léger y compris les travaux de décantation et toutes les exigences de bonne finition	m <sup>3</sup>	300
4	Fourniture et pose du gravier de silice sur le périmètre de la citerne y compris travaux de décantation et toutes les exigences de bonne finition	m <sup>3</sup>	17,66
5	Fourniture et pose se pierre d'une épaisseur de 20 cm avec toutes exigences de bonne finition	m <sup>3</sup>	35, 33
6	Fourniture et pose de béton à 150kg /m <sup>3</sup> et toutes les exigences de bonne finition	m <sup>3</sup>	26,5

7	Fourniture et pose de tige en béton armé de diamètre T14 T16 de $350 \text{ kg/m}^3$ (ciment 32.5 cpa) selon le plan , y compris le moulage avec toutes les exigences de bonne performance	$\text{m}^3$	46,62
8	Fourniture et pose de tige en béton armé de diamètre T8 T12 de $350 \text{ kg/m}^3$ (ciment 32.5 cpa ) selon le plan, y compris le moulage avec toutes les exigences de bonne performances	$\text{m}^3$	57,66
9	Fourniture et installations de revêtement extérieur avec de mortier de ciment avec une norme de $400 \text{ kg /m}^3$ (ciment 325 cpa ) de 2 cm d'épaisseur avec les exigences de bonne finition	$\text{m}^2$	163,28
10	Fourniture et installations de revêtement extérieur avec de mortier de ciment avec une norme de $600 \text{ kg /m}^3$ (ciment 325 cpa ) de 2 cm d'épaisseur avec les exigences de bonne finition	$\text{m}^2$	163,28

# **Conclusion générale**

## Conclusions générales

Le présent travail élaboré a porté sur l'étude d'un réservoir d'eau en béton armé de capacité  $500 \text{ m}^3$  et ceci dans le but de répondre aux exigences du règlement parasismique Algérien. Notre thème nous a permis non seulement d'élargir nos connaissances dans le domaine de construction des structures en béton armé qui est un domaine très vaste,

Au terme de ce travail, nous avons élaboré ce qui suit:

- ✓ Recherche bibliographique : synthèse bibliographique en relation avec le sujet proposé.
- ✓ Calcul hydraulique : détermination de la forme optimale et capacité du réservoir.
- ✓ Dimensionnement génie civil : présentation des différentes méthodes de dimensionnement des réservoirs en béton armé, détermination des différentes sollicitations au niveau du réservoir, et calcul du ferrailage correspondant.
- ✓ Un dossier graphique du projet.

Nous considérons que les objectifs visés dans cette étude sont largement concrétisés, Il s'agit d'abord de déterminer la capacité du réservoir en fonction de la population concernée par cet ouvrage, ensuite un dimensionnement de la capacité portante en terme de coffrage et de ferrailage du réservoir a été effectué, et en terminant par l'établissement du dossier graphique avec une estimation des quantités.

Nous estimons qu'il est de notre pouvoir de réaliser un réservoir d'eau tout en apportant une stabilité à l'ouvrage pour entre autre sauver des vies humaines et assurer sa durabilité avec le temps.

Ce travail introduit a d'autres études concernant l'étude dynamique sismique et hydrodynamique.

En fin, nous espérons que ce présent projet soit fort bénéfique du coté pédagogique et puisse servir les futures promotions.

# **ANNEXE**

## Plan d'Equipment du réservoir

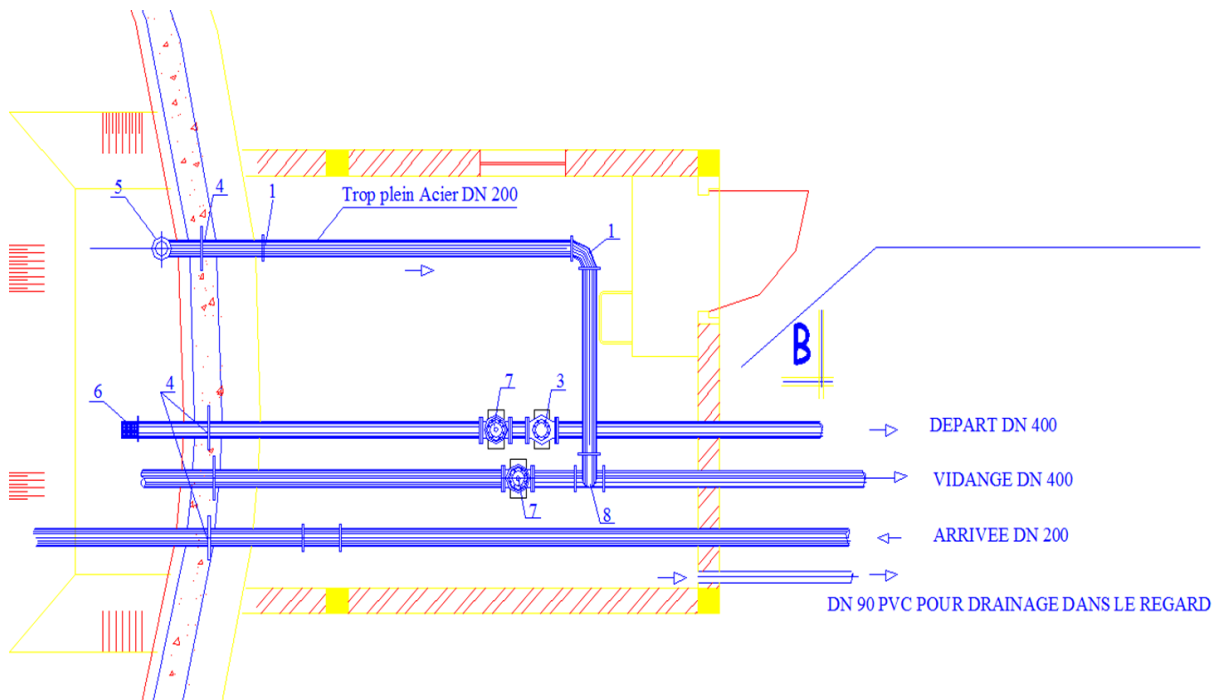
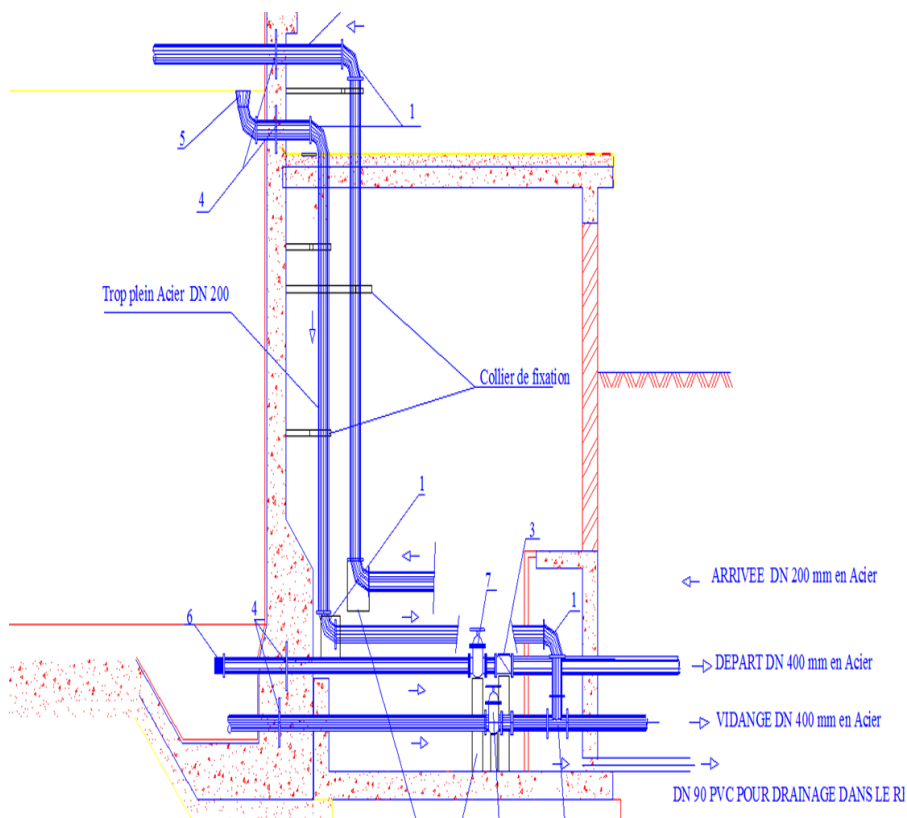


Figure1 : Vue en plan



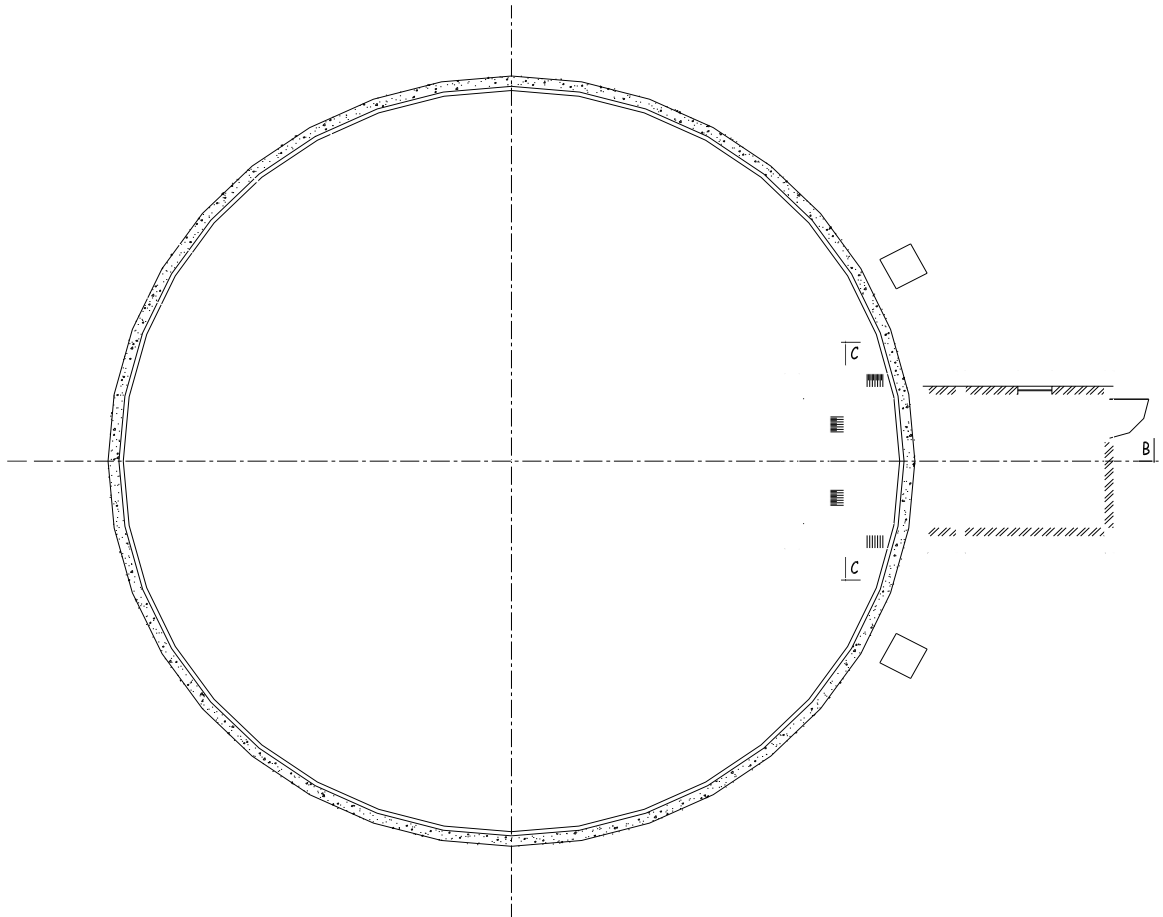
## LEGENDE :

- 1 - Coudes 1/4 en Acier
- 3 - Débit-mètre
- 4 - Tuyaux de scellement
- 5 - Entonnoir (400 /200)
- 6 - Crepine
- 7 - Vanne
- 8 - Té

Figure 2 : coupe verticale

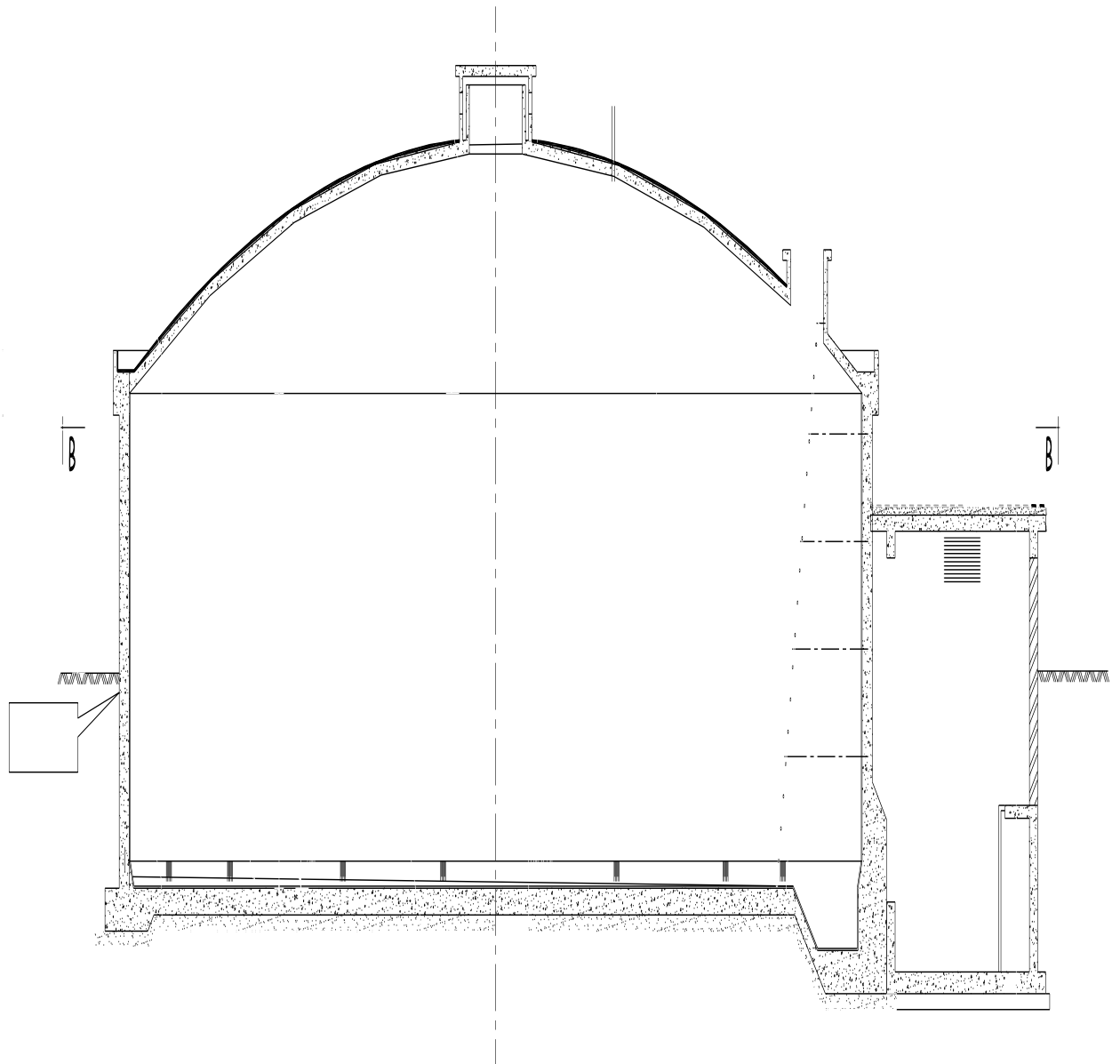


VUE EN PLAN Ech 1/50

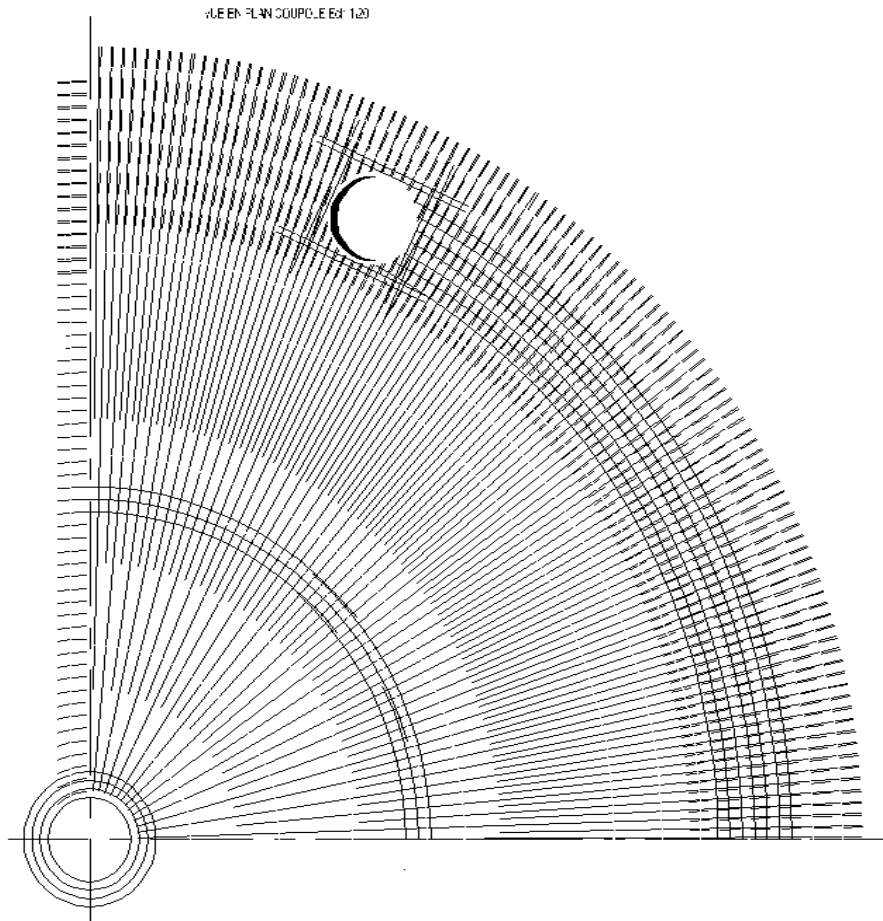


**Figure 3 : coffrage du réservoir (vu en plan).**

COUPE B-B Ech 1/50



**Figure 4 : coffrage du réservoir (Coupe verticale).**



**Figure 5 : Ferrailages de la coupole.**

FERRAILLAGE DU RADIER  
Ech 1/50

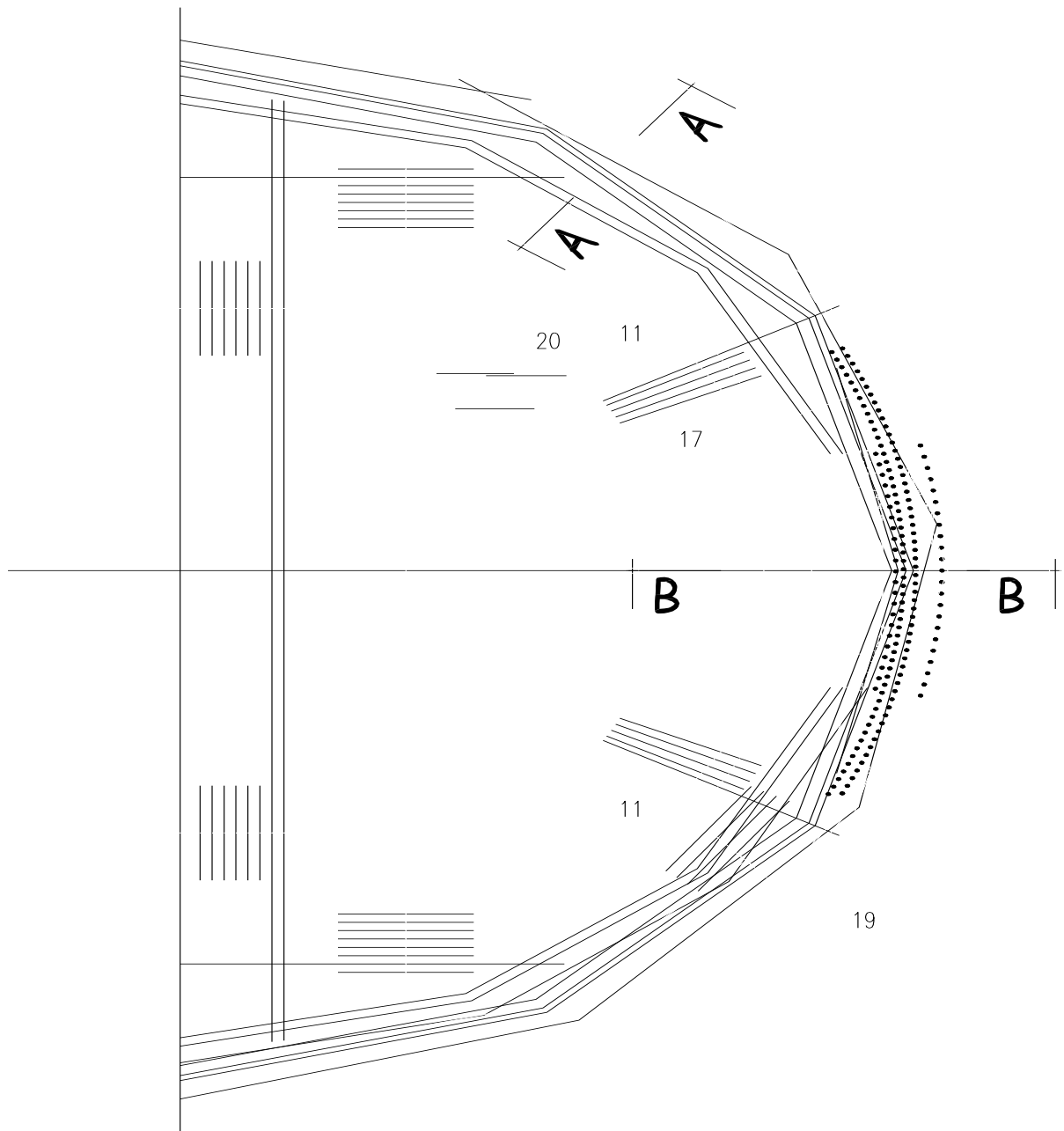
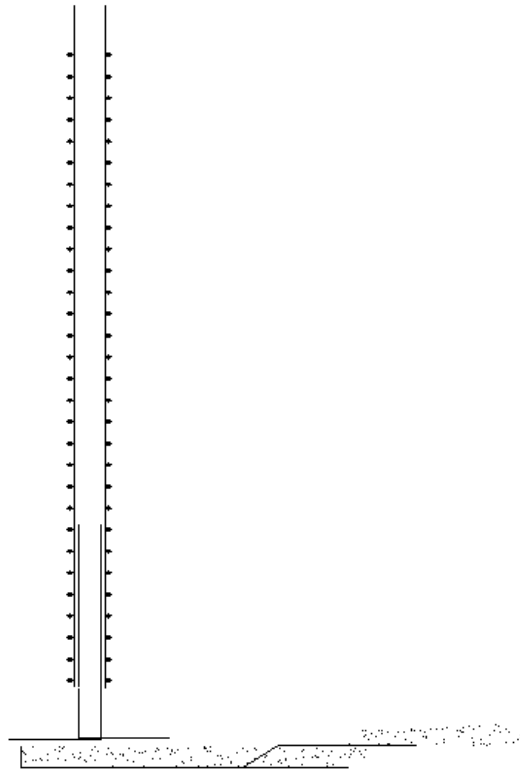


Figure 6 : Ferraillages du radier.

COUPES TRANSVERSALES  
Ech 1/20



**Figure 7 : Ferrailages de la paroi.**