

# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : **GENIE HYDRAULIQUE**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## Projet de Fin d'Etudes

en vue de l'obtention d'un Ingénieur d'Etat

S U J E T

ETUDE TECHNIQUE D'UN RESERVOIR D'EAU

SEMI - ENTERRE

4 PLANCHES

Proposé par :

Mr FARKAS G.

Etudié par :

Mr N. BENTEBBA

A. MEGHAOURI

Dirigé par :

Mr FARKAS G.

Mr BELHADJ

Promotion Juin 1989



# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : **GENIE HYDRAULIQUE**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## Projet de Fin d'Etudes

en vue de l'obtention d'un Ingéniorat d'Etat

S U J E T

ETUDE TECHNIQUE D'UN RESERVOIR D'EAU

SEMI - ENTERRE

Proposé par :

Mr FARKAS G.

Etudié par :

Mr N. BENTEBBA

A. MEGHAOURI

Dirigé par :

Mr FARKAS G.

Mr BELHADJ

Promotion Juin 1989

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَأَعْلَمُ مِنْ ذَلِكَ مَا لَا يَدْرِي

صَدَقَ اللَّهُ الْعَلَمَ الْعَظِيمَ

نور بن العابد بن - بن

المركز الوطني للمخطوطات  
BIBLIOTHEQUE —  
المخطوطات  
Ecole Nationale Polytechnique

Ministère De L'enseignement Supérieur

Ecole nationale polytechnique المدرسة الوطنية للتعدد التقنيات

Departement : Hydraulique

مصلحة: هندسة الري

Promoteur : Farkas

موجبا: فركاس

ELeve ingénieur : Benzebba . N

تلميذ مهندس: بنظيه. ن

----- Meghaouri . A -----

مغاوري. ع

- الموضوع : دراسة تقنية لخزان مائي نصف سطحي  
- الملخص : هذه الأطروحة تعالج دراسة تقنية لخزان مائي  
من نوع نصف سطحي ذو هيكل دائري مكون من الخرسانة  
المسلحة طبقا لقانون (B.A.E.L.83). هذا الخزان يعد مكمل  
لحاجيات مدينة مفتاح بالمياه الصالحة للشرب.  
بعض حسابات هذه الأطروحة تم إجرائها على الجهاز  
الآلي.

- SUJET: Etude technique d'un réservoir d'eau  
semi-enterré

- RESUME: La présente thèse traite l'étude technique  
d'un réservoir d'eau semi-enterré de forme circulaire en  
béton armé conformément au règlement (B.A.E.L.83).  
Le réservoir renforce les capacités d'alimentation en eau  
potable de la ville de MEFTAH.  
Certains calculs sont fait sur ordinateur.

- SUBJECT: Study of a partially buried water reservoir

- ABSTRACT: The following thesis treats the study of par-  
tially buried reservoir, with a circular section to be built  
in reinforced concrete as the (B.A.E.L.83) regulation.  
the reservoir will improve the water distribution in MEFTAH.  
some of the calculation was done by computer.

# REMERCIEMENTS

Au terme de cette étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à monsieur **FARKAS**, notre promoteur pour les conseils judicieux qu'il nous a prodigués durant l'élaboration de cette thèse. Nous tenons à remercier monsieur Belhady (co-promoteur) et M<sup>lle</sup> Benmamare qui ont fourni beaucoup d'efforts pour l'élaboration de ce travail.

Nos remerciements vont également aux responsables de La S.E.T.H.Y.A.L et en particulier M<sup>lle</sup> Belhocine.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui nous ont guidé au cours de notre formation.

Notre respect aux membres du jury qui nous fera l'honneur d'apprécier notre travail.

M. AMMAR

B. NACER EDDINE

# — DEDICACES —

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail :

A ma mère et mon père en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard et pour leurs soutiens moraux et matériels et leurs encouragements tout le long de mes études

- A mes frères et leurs enfants en particulier Zine el abidine
- A toute la famille : Bentebba
- A mes amice(s)
- A mes frères de L'Islam

BENTEBBA · N

بنتعببا · ن  
Bentebba · N

Je dedie ce modeste travail :

- A La mémoire de mon père
- A ma mère
- A mes frères
- A mon oncle Mohamed Lakhdar
- A ma famille
- A tous ce qui m'aiment
- A mes amice(s)
- A tous mes frères de L'Islam

MEGHAOURI · A

مغاوري · أ  
Meghaouri · A

# SOMMAIRE

1 <sup>er</sup> PARTIE		Page...
CHAP. I.	GENERALITES	
	1. Introduction	1
	2. Situation géographique	1
	3. Climatologie	1
	4. Evolution de la population	1
	5. Ressources disponibles	2
	6. Réseau actuel	2
CHAP. II.	BESOINS EN EAU	
	1. Evaluation des besoins en eau potable	3
	2. Calcul des pertes	3
	3. Etude de la variation du débit	4
	4. Calcul des débits	5
CHAP. III.	RESERVOIRS	
	1. Rôle du réservoir	6
	2. Capacité du réservoir de régularisation	6
	3. Emplacement du réservoir à projeter	8
	4. Choix du réservoir	9
	5. Equipements du réservoir	9
	6. Entretien des réservoirs	11
CHAP. IV.	ADDUCTION	
	1. Choix du tracé	13
	2. Choix de type des tuyaux	13
	3. Dimensionnement de la conduite	13
CHAP. V.	DISTRIBUTION	
	1. Choix du réseau	15
	2. Réseau de distribution	15
	3. Dimensionnement du réseau de distribution	16
	4. Calcul de réseau maillé	18
	5. Calcul des pressions au sol	25



6_ Équipements de réseau de distribution	28
7_ Pose des conduites.	29

## 2<sup>ème</sup> PARTIE

### CHAP \_I\_ GENERALITES

1_ Classification des réservoirs	31
2_ Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir.	31

### CHAP \_II\_ PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1_ Caractéristiques du réservoir	33
2_ Description du réservoir	33
3_ Revêtements du réservoir	33

### CHAP \_III\_ CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1_ Béton	36
2_ Acier	37

### CHAP \_IV\_ ETUDE DE LA COUPOLE

1_ Calcul de la coupole	39
2_ Calcul de la ceinture	42
3_ Calcul à la flexion (coupole ceinture)	45

### CHAP \_V\_ ETUDE DE LA PAROI

1_ Réservoir plein	49
2_ Réservoir vide	55
3_ Ferrailage vertical de la paroi	60

### CHAP \_VI\_ ETUDE HYDRODYNAMIQUE

1_ Introduction	67
2_ Méthode de HOUZNER	67
3_ Principe de calcul	69

### CHAP \_VII\_ FONDATION

1_ Calcul de la capacité du sol.	73
2_ Calcul de la hauteur du radier	73
3_ Vérification de la contrainte du sol	74
4_ Calcul de radier.	75

*PREMIERE  
PARTIE*

# Introduction: I. GENERALITES

Au cours des dernières années, l'Algérie est devenue l'un des pays où dans plusieurs villes se pose le problème de l'eau potable.

La ville de Meftah n'échappe pas à ce problème, les ressources en eau sont devenues insuffisantes, de même que le réseau de distribution ne répond plus aux exigences actuelles. Ainsi, la nécessité de mobiliser d'autres ressources s'avère indispensable, avec la rénovation du réseau et ceci en renforçant le débit d'apport par l'implantation d'un réservoir dont on fera l'étude technique.

## 2. Situation géographique:

La ville de Meftah est située dans la Mitidja, à 26 km au sud d'Alger. Elle est limitée au Nord par Dar EL Beida, à l'Est par Khemis EL Khechna, à l'Ouest et au Sud par L'Arbaa.

## 3. Climatologie:

La ville de Meftah par sa situation non loin de la mer présente un climat tempéré et humide, les vents chargés d'humidité proviennent surtout du Nord, l'influence modératrice de la mer fait que le climat soit doux et favorable à l'agriculture.

## 4. Evolution de la population:

Le nombre de la population en 1988 a été estimé à 25000 habitants avec un taux d'accroissement de 3,2%.

En Algérie le taux d'accroissement varie entre 3,2 à 3,8%. On adopte pour les 20 ans à venir un taux de 3,2%.

L'évolution de la population est calculée selon la formule des intérêts composés.

$$P = P_0 (1 + \tau)^n$$

P : population future

P<sub>0</sub> : population actuelle

τ : taux d'accroissement

n : nombre d'années séparant les deux horizons.

Pour les années 1990 et 2010 la population sera la suivante (le tableau N° I.4.1)

Année	1990	2 010
Population (hab)	26 625	49 990

Tableau I.4.1

#### 5. Ressources disponibles:

La ville de Meftah est dotée de trois forages qui se trouvent hors de la ville. (tableau I.5.1).

Forage	F1	F2	F3	Total
Débit (P/s)	31	40	39	110

Tableau (I.5.1)

#### 6. Réseau actuel:

L'eau provenant de ces trois forages est actuellement recueillie vers un réservoir de stockage de capacité  $5000 \text{ m}^3$ , qui alimente à son tour le réservoir de Meftah de capacité  $1500 \text{ m}^3$ . La conduite d'adduction est de type gravitaire ( $\phi 400$ ) avec un débit de  $78 \text{ l/s}$ .

## - II - BESOIN EN EAU

### 1. Evaluation des besoins en eau potable:

L'estimation des besoins en eau potable de la ville de Meftah pour 1990 et 2010 est donnée sur le tableau (II.1.1)

Consommation moyenne journaliere (m <sup>3</sup> /j)								
type de besoin	Dome- stiques	Sani- taire	scol- aire	socio- cultu- rel	muni- cipaux	Indu- striel	Divers	Total
1990	3993,75	52,08	475,35	25,28	8,6	180	13,92	4748,98
2010	9998	75,96	991,76	39,96	10,75	220,8	14,5	11351,75

Tableau(II.1.1)

### 2. Calcul des pertes:

Quel que soit l'état du réseau, il ya toujours des pertes au niveau des joints et des robinets qui se ferment mal.

Pour cela nous devons prendre en considération ces pertes. Ces dernières seront évaluées à 15% de la consommation moyenne journaliere pour éviter d'avoir à remanier le réseau. les besoins finaux en eau sont donnés sur le tableau (II.2.1).

Année	Cons. moy journaliere (m <sup>3</sup> /j)	Majoration (m <sup>3</sup> /j)	Cons. moy journaliere (m <sup>3</sup> /j)
1990	4748,98	712,347	5461,33
2010	11351,75	1702,76	13054,5

Tableau(II.2.1)

### 3. Etude de la variation du débit:

En raison des variations mensuelles, journalières et horaires de débits de consommation, il y a lieu d'appliquer au débit moyen des coefficients de pointe à fin d'obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

#### 3-1. Coefficient de variation horaire : $K_0$

Est défini comme étant le rapport de la consommation maximale horaire et la consommation moyenne horaire. Il dépend de l'irrégularité de la consommation horaire.

$$K_0 = \alpha \cdot \beta$$

avec  $\alpha = 1,2 \div 1,4$  ;  $\alpha$ : coefficient de sécurité  
on prend  $\alpha = 1,3$

$\beta$  : coefficient dépendant de l'importance de la population ses valeurs sont données sur le tableau (II.3.1)

popul- ation	1000	2500	5000	10000	20000	50000
$\beta$	2	1,2	1,4	1,3	1,2	1,15

Tableau (II.3.1)

Comme la population de Meftah est de 49990, on prend:

$$\beta = 1,15$$

$$\text{d'ou } K_0 = 1,3 \cdot 1,15 = 1,5$$

#### 3.2. Coefficient de variation journalière : $K_j$

Est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière. Il varie en fonction de l'importance de la ville.

$$K_j = 1,15 \div 4,3$$

Etant donné que Meftah est parmi les villes de moyennes importance, on prend:  $K_j = 1,2$

### 3.3 - Coefficient de pointe $K_p$ :

C'est le produit des coefficients ( de variation horaire et de variation journalière)

$$K_p = K_o \cdot K_j$$

$$\text{d'où } K_p = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8$$

### 4 - Calcul des débits:

#### 4.1 - Débit de pointe:

Le débit de pointe sera calculé par l'expression suivante

$$Q_p = Q_j^{moy} \cdot K_p$$

avec:  $Q_j^{moy}$ : consommation moyenne journalière

$K_p$ : Coefficient de pointe

Les valeurs de  $Q_p$  sont données dans le tableau (II.4-1)

cons. moy journalière ( $m^3/j$ ) $Q_j^{moy}$	$K_j$	cons. max journalière ( $m^3/j$ ) $Q_j^{max}$	$K_o$	$K_p$	Débit de pointe ( $m^3/j$ ) $Q_p$
13054,5	1,2	15665,4	1,5	1,8	23498,10

Tableau (II.4-1)

#### 4.2 - Débit d'apport :

la demande en eau de Meftah est de 181,31 l/s, de 39,96 l/s pour Salsaf et de 41,29 l/s pour Traika. Le débit d'apport total sera donc:

$$Q_{appT} = 181,31 + 39,96 + 41,29 = 262,56 \text{ l/s}$$

Etant donné que le réservoir de capacité 5000  $m^3$  est alimenté par trois forages, le débit d'apport nécessaire sera égal:

$$Q_{oppnéc} = Q_{appT} - \sum_{i=1}^3 Q_{Fi}$$

avec  $Q_{appT}$ : débit d'apport total

$Q_{Fi}$ : débit de forage

$$\text{d'où } Q_{oppnéc} = 152,56 \text{ l/s}$$

#### 4.3 - Nombre de forage

Connaissant le débit d'un forage qui a été réalisé sur le même champ de captage  $Q_f$ , on tire le nombre de forage à projeter qui sera égal  $n = \frac{Q_{oppnéc} - Q_f}{40} = 2,81$ ; d'où  $n = 3$  forages

# - III - RESERVOIRS

## 1. Rôle du réservoir:

Très souvent, les installations d'adduction et de distribution comportent un réservoir.

Ce réservoir a pour rôle de:

- Assurer le stockage des eaux en excès pendant les heures de faible consommation et les restituer aux heures de pointe

- régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution.

- Combattre efficacement les incendies.

## 2. Capacité du réservoir de régularisation

La capacité d'un réservoir est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit consommé, en tenant compte de la journée où la consommation est forte.

Le calcul de la capacité prend en considération les variations du débit d'apport à l'entrée et du débit consommé à la sortie caractérisé par le coefficient horaire:  $Ch$ .

Tout réservoir doit comporter une réserve d'incendie qui est évaluée à  $120 \text{ m}^3$  pour les villes de moyenne importance.

La capacité totale du réservoir est

$$V_R = 10V_{\text{max}}^+ + 10V_{\text{max}}^- + V_{\text{res}}$$

avec:  $\Delta V = V_{\text{app}} - V_{\text{con}}$

$V_{\text{app}}$ : volume d'apport =  $Q_{\text{app}} \cdot \Delta t$ ;  $\Delta t = 1h$

$V_{\text{con}}$ : volume consommé

$$V_{\text{con}} = V_{\text{app}} \cdot Ch \frac{24}{100}$$

$V_{\text{res}}$ : volume de réserve d'incendie

$Ch$ : coefficient horaire

En fonction des valeurs portées sur le tableau (U. 2.1) nous déterminons le volume du réservoir total.



Tableau (III.2.1)

Tranche horaire	Ch	Volume (m <sup>3</sup> )		Volume cum		Différence. DV	
		apport Qdt	cons Qdt (k <sub>1</sub> )	apport	cons	DV <sup>+</sup>	DV <sup>-</sup>
0-1	1,5	652,72	234,98	652,72	234,98	417,74	
1-2	1,5	"	"	1305,44	469,96	835,48	
2-3	1,5	"	"	1958,16	704,94	-1253,22	
3-4	1,5	"	"	2610,88	939,92	-1670,96	
4-5	2,5	"	391,63	3263,60	-1331,55	-1932,05	
5-6	3,5	"	548,28	3916,32	-1879,83	2036,49	
6-7	4,5	"	704,93	4569,04	2584,77	-1984,27	
7-8	5,5	"	861,59	5221,76	3446,36	-1775,40	
8-9	6,25	"	979,08	5874,48	4425,44	-1449,04	
9-10	6,25	"	"	6527,20	5404,52	-1122,68	
10-11	6,25	"	"	7179,92	6383,60	796,32	
11-12	6,25	"	"	7832,64	7362,68	469,96	
12-13	5,0	"	783,	8485,36	8145,94	339,42	
13-14	5,0	"	"	9138,08	8929,21	208,87	
14-15	5,5	"	861,59	9790,08	9790,80		0,72
15-16	6,0	"	939,91	10643,52	10730,71		287,19
16-17	6,0	"	"	11096,24	11670,63		574,39
17-18	5,5	"	861,59	11748,96	12532,22		783,26
18-19	5,0	"	783,26	12401,68	13315,48		913,8
19-20	4,5	"	704,93	13054,4	14020,42		966,02
20-21	4,0	"	626,61	13707,12	14647,03		939,91
21-22	3,0	"	469,95	14359,84	15116,98		757,14
22-23	2,0	"	313,30	15012,56	15430		417,75
23-24	1,5	"	234,97	15665,28	15665,27		0,01

$$V_R = |DV_{\max}^+| + |DV_{\max}^-| + V_{res}$$

d'où  $V_R = 3500 \text{ m}^3$

Etant donné que la ville de Meftah est déjà alimentée par un réservoir de capacité  $1500 \text{ m}^3$ , il faut donc projeter un autre réservoir pour combler la déficite. le volume sera donc:

$$V_{R2} = V_R - V_{R1}$$

avec  $V_R$ : volume total

$V_{R1}$ : volume du réservoir existant

$V_{R2}$ : volume du réservoir à implanter

d'où  $V_{R2} = 2000 \text{ m}^3$

### 3. Emplacement du réservoir à projeter:

Le réservoir sera implanté à une altitude suffisamment élevée pour assurer une pression de service minimale.

#### 3.1. Côte du radier:

Celle ci est déterminée d'après la formule suivante

$$C_R = C_{TT} + H + H_{wi} + H_{we} + P_s$$

-  $C_R$ : côte du radier

-  $C_{TT}$ : côte du terrain au point le plus haut du réseau

-  $H$ : Hauteur donnée en fonction du nombre d'étages

$$R + 4 \Rightarrow H = 15 \text{ m}$$

-  $H_{wi}$ : perte de charge interieure:  $H_{wi} = 5 \text{ m}$

-  $H_{we}$ : perte de charge exterieure

-  $P_s$ : Pression de service:  $P_s = 3 \text{ m}$

Détermination de  $H_{we}$ :

$$L = 650 \text{ m}$$

$$K = 0,1 \text{ mm}$$

$$Q = 154 \text{ l/s}$$

La longueur équivalente totale est:  $L_e = L + L'e$

$L'e$ : Longueur dépendant des pertes singulieres estimées à 15% de la longueur géométrique  $L$ .

$$\text{d'où } L_e = 1,15L = 747,50 \text{ m}$$

Le diamètre de la conduite de distribution est déterminé par la formule de continuité en prenant une vitesse de 1,5 m/s.

$$Q = v \cdot S \quad \text{avec } S = \pi D^2 / 4$$
$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,154}{\pi \cdot 1,5}} = 0,361$$

Le Diamètre normalisé est de  $\varnothing 400 \text{ mm}$

Vérification: donc  $v = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1,22 < 1,5 \text{ m/s}$

Connaissant :

$$\left. \begin{array}{l} Q = 154 \text{ l/s} \\ D = 400 \text{ mm} \\ K = 0,1 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Tableau de Colebrook,} \\ \text{DUPONT Tome II} \\ \Rightarrow j = 0,00327547 \end{array} \right\} \rightarrow$$

d'où  $H_{we} = jL_e = 2,45 \text{ m}$

La côte du radier sera donc égale :

$$C_R = 205,45 \text{ m}$$

La côte du trop plein :  $C_a + H$  ;  $H = 6 \text{ m}$

$$C_{TP} = 211,45 \text{ m}$$

La côte du terrain naturel : 210 m

#### 4. Choix du réservoir :

Dans notre cas on opte pour un réservoir circulaire de type semi-enterré de diamètre .

$$D = \sqrt{\frac{L \cdot V_R}{\pi H}}$$

avec  $V_R$  : volume du réservoir :  $2000 \text{ m}^3$

$H$  : hauteur du réservoir : 6 m

d'où  $D = 20 \text{ m}$

#### 5. Equipements du réservoir :

Chaque réservoir doit comprendre :

#### 5.1. Conduite d'adduction:

L'arrivée de la conduite d'adduction au réservoir peut être placée au fond de celui-ci, ou à la partie supérieure. (figure-1)

si la conduite est gravitaire, l'arrivée de l'eau sera interrompue à l'aide d'un robinet flotteur quand il atteint son niveau maximum ou par l'arrêt du moteur si l'écoulement s'effectue par refoulement.

#### 5.2. Conduite de distribution:

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues et de sables décantés dans la cuve. Un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite, afin de pouvoir l'isoler du réservoir en cas de rupture, ou de nettoyage. (figure-2)

#### 5.3. Conduite de trop-plein:

La conduite de trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, en cas d'un accident du système d'arrêt. La conduite du trop-plein, à son départ sera de forme conique.

Un siphon sera mis en place pour le maintenir en eau le tronçon du trop-plein, en vue d'éviter l'introduction de certaines pollutions. (figure-3)

#### 5.4. Conduite de vidange:

La conduite de vidange part du point le plus bas du réservoir, afin de pouvoir évacuer les dépôts. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet vanne. (figure-3)

#### 5.5. Conduite by-pass:

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, elle assure la distribution en cas de nettoyage ou la réparation du réservoir. (figure-4).

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 1 et 3 sont ouverts, le 2 est fermé.
- En by-pass : 1 et 3 sont fermés, le 2 est ouvert.

#### 5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela deux dispositions sont prises :

- La première disposition est celle indiquée sur la figure (5.a) (en temps normal 1 est fermé, 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1)

- La seconde disposition est la plus souvent adoptée, constituée par un siphon, celui-ci interdit l'utilisation du au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie). (figure. 5.b)

Son fonctionnement est le suivant :

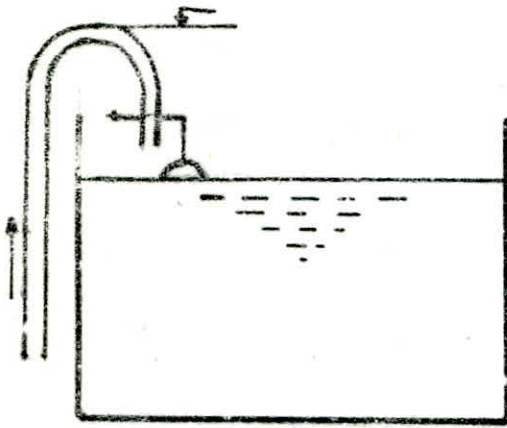
- Normal : 3 et 1 sont ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir le 2.

#### 6. Entretien des réservoirs :

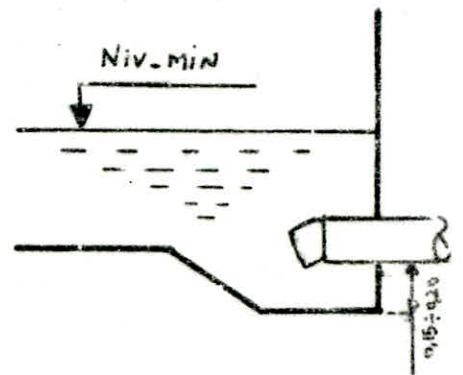
Pour assurer un bon entretien des réservoirs, les dispositions suivantes seront prises

- Isolement et vidange de la cuve.
- Élimination des dépôts sur les parois ainsi que les réparations éventuelles.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

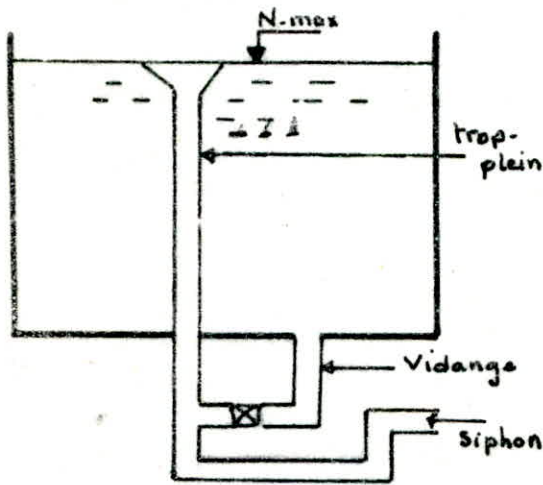
(Figure.1): conduite d'adduction



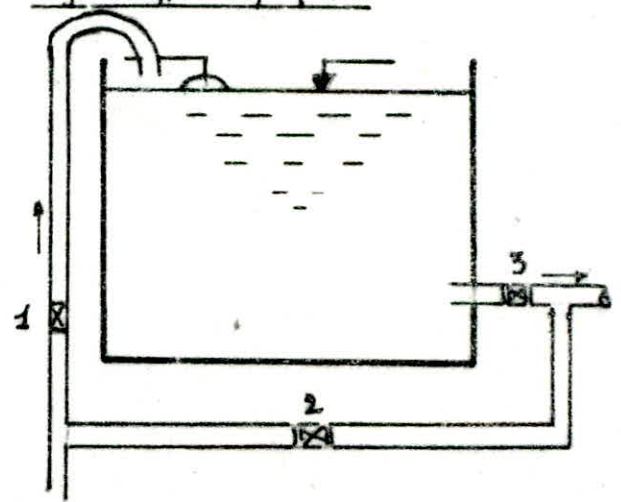
(Figure.2): conduite de distribution



(Figure.3): Vidange et trop-plein

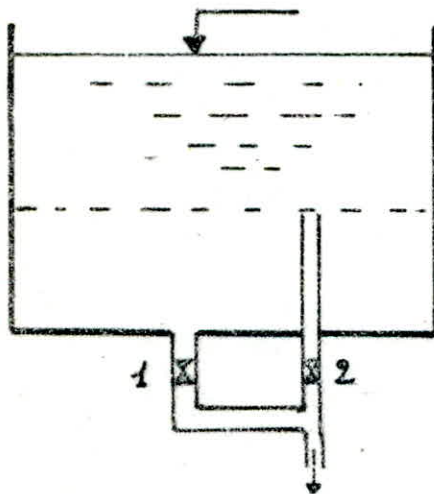


(Figure.4) by-pass

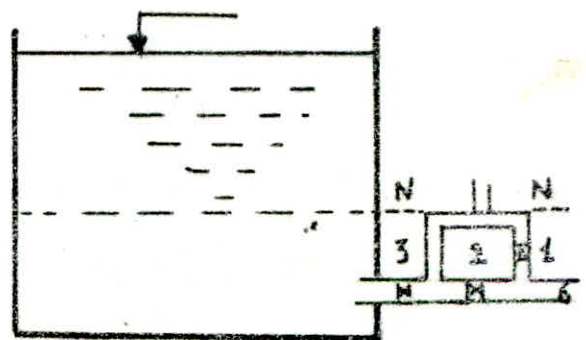


(Figure.5): Réserve d'incendie

(a)



(b)



## IV. ADDUCTION

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au réservoir de stockage.

Elle peut s'effectuer par refoulement ou par gravité si la topographie du terrain le permet qui est le cas dans notre étude.

### 1. Choix du tracé:

Le tracé doit être établi en tenant compte des conditions suivantes:

- Choisir le tracé le plus court possible en vue de réduire les frais d'investissement.

- Choisir un profil en long aussi régulier que possible.

- Éviter les contrepentes, qui peuvent donner lieu à la naissance des poches d'air aux points les plus hauts.

- Le tracé doit suivre le niveau du sol, si cela est possible.

- Le tracé en plan sera conçu avec des coudes largement ouverts en vue d'éviter la construction des butées importantes.

### 2. Choix de type des tuyaux:

Généralement, les tuyaux les plus utilisés en adduction gravitaire ou par refoulement sont en fonte ou en acier, ensuite viennent les autres types de matériaux (béton armé, béton précontraint, amiante ciment et P.V.C).

On choisit les tuyaux en acier grâce aux avantages qu'ils présentent

- ils supportent les pressions élevées (supérieure à 20 bars) et ils sont solides et résistants.

- ils sont économiques.

- ils sont disponibles sur le marché national.

- ils s'adaptent au relief plus ou moins accidenté grâce à leur élasticité.

### 3. Dimensionnement de la conduite:

Les données de départ sont:

débit :  $Q = 103,31 \text{ l/s}$

Longueur :  $L = 1375 \text{ m}$

côte de départ :  $C_d = 231,40 \text{ m}$

côte d'arrivée :  $C_a = 211,45 \text{ m}$

Le gradient de perte de charge:

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{C_d - C_a}{L}$$

$$\text{d'où } J = 0,014509$$

Détermination du diamètre:

avec une vitesse de  $1,5 \text{ m/s}$  on aura un diamètre égal à

$$D = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v} = 0,296 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé est :  $\varnothing 300$

La perte de charge dans la conduite est:

$$D = 300$$

$$Q = 103,31 \text{ P/s}$$

$$K = 10^4 \text{ m}$$

}  $\rightarrow$  Tableau de Colebrook  $\Rightarrow J = 0,006462$

$$\Delta H_c = J \cdot L = 8,88 \text{ m} < \Delta H$$

Pour assurer la perte de charge voulue, on place en série une deuxième conduite dont on détermine le diamètre et la longueur de chaque conduite.

on prend un diamètre  $\varnothing 250 \rightarrow J = 0,016067$

$$\Rightarrow v = 2,1 \text{ m/s (acceptable)}$$

La longueur de chaque conduite est:

$$L_1 + L_2 = 1375$$

$$\Delta H_1 + \Delta H_2 = 19,95$$

$$\left. \begin{array}{l} L_1 + L_2 = 1375 \\ \Delta H_1 + \Delta H_2 = 19,95 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} L_1 = 223 \text{ m ; conduite } \varnothing 300 \\ L_2 = 1152 \text{ m ; conduite } \varnothing 250 \end{array}$$

Conclusion:

L'arrivée de l'eau au réservoir, se fait par la conduite  $\varnothing 300$  et ceci pour avoir une vitesse convenable à l'entrée.



# - V - DISTRIBUTION

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

## 1. Choix du réseau :

Le réseau maillé est le plus adéquat pour la distribution d'eau potable dans l'agglomération en raison de la souplesse de son utilisation et de la sécurité qu'il offre.

Vu que l'agglomération qu'on alimente (ville de Meftah) est de moyenne importance, on choisit comme réseau d'alimentation un réseau maillé constitué de noeuds formant des mailles.

## 2. Réseau de distribution :

Lors de l'étude du plan topographique, la ville présente des différences de niveau importantes. Par conséquent les pressions deviennent trop fortes sur le réseau de distribution (normes des pressions ne sont pas respectées)

L'emplacement de l'ancien réservoir ne convient au type d'habitation existant et zone d'extension. Il présente un inconvénient, par conséquent il y a lieu de partager la ville en deux zones.

Zone I : l'ancienne ville, son réseau maille est composé de 7 mailles dont l'alimentation se fera par le réservoir de capacité 1500 m<sup>3</sup>.

Zone II: L'extension de la ville, son réseau maillé est composé de 6 mailles dont l'alimentation se fera par le réservoir projeté (2000 m<sup>3</sup>).

### 3. Dimensionnement du réseau de distribution:

#### 3.1. Détermination des débits aux noeuds:

Pour la détermination des débits aux noeuds, nous délimitons les zones qu'ils desservent, la surface desservie par chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices.

$$Q_i = q_s \cdot N_i \cdot K_p$$

avec  $Q_i$ : débit au noeud considéré

$K_p$ : coefficient de pointe

$q_s$ : débit spécifique

$$q_s = \frac{\text{Cons. moy. jour}}{\text{Nombre d'hab}} \quad (\ell/\text{j}/\text{hab})$$

$N_i$ : nombre d'habitons pour chaque surface  $S_i$

$$N_i = S_i d$$

$S_i$ : surface desservie du noeud considéré

$d$ : densité spécifique

$$d = \frac{\text{Nombre d'hab}}{\text{Surface totale}} \quad (\text{hab/ha})$$

Les résultats de calcul des débits aux noeuds sont portés sur les tableaux (I.3.1 et I.3.2) pour les deux zones (I et II).

Les résultats des débits aux nœuds : Zone I

tableau (Z. 5.1)

N° des Nœuds	N° des mailles	Surface [ha]	densité hab/ha	population [hab]	cons.spé ci fique $\frac{l/l}{hab}$	debit au nœud $\frac{l/s}$	Coef de pointe $\frac{l/s}$	Débit source $\frac{l/s}$
1	I	3,1875	273,57	872	268,70	2,71	1,8	4,88
2	I, II	6,605	"	1807	"	5,64	"	10,11
3	II, III	5,5825	"	1527	"	4,75	"	8,55
4	III	1,575	"	481	"	1,34	"	2,41
5	III, IV	3,57	"	977	"	3,03	"	5,47
6	IV	2,01875	"	552	"	1,71	"	3,09
7	V, IV	5,4275	"	1485	"	4,61	"	8,31
8	II, III, IV, V	9,18375	"	2512	"	7,81	"	14,06
9	I, II, V, VI	11,20125	"	3064	"	9,53	"	17,15
10	V, VI	8,625	"	2360	"	7,33	"	13,21
11	I, VI	4,71875	"	1291	"	4,01	"	7,22
12	VII, VI	5,2475	"	1436	"	4,46	"	8,03
13	VII, VI	6,175	"	1689	"	5,25	"	9,45
14	VII	1,85	"	506	"	1,57	"	2,83
15	VII	1,35	"	369	"	1,14	"	2,06
		76,31		20878				117

Les résultats des débits aux nœuds : Zone II

tableau (Z. 5.2)

N° des Nœuds	N° des mailles	surface [ha]	densité hab/ha	population [hab]	cons.spé ci fique $\frac{l/l}{hab}$	debit au nœud $\frac{l/s}$	Coef de pointe $\frac{l/s}$	Débit source
1	I	3,825	252,11	964	255,74	2,85	1,8	5,13
2	I	3,378	"	852	"	2,52	"	4,54
3	I, II	13,856	"	3493	"	10,34	"	18,61
4	I, II	6,582	"	1659	"	4,91	"	8,84
5	II, III	5,156	"	1300	"	3,85	"	6,92
6	II, III	12,987	"	3262	"	9,65	"	17,38
7	III, IV, V	16,685	"	4194	"	12,41	"	22,34
8	III, IV	6,125	"	1544	"	4,57	"	8,22
9	VI, IV, V	15,810	"	3986	"	11,80	"	21,26
10	VI, IV	6,956	"	1554	"	4,60	"	8,28
11	IV, V	7,725	"	1948	"	5,76	"	10,38
12	V	4,816	"	1214	"	3,60	"	6,47
13	V	4,32	"	1089	"	3,32	"	5,80
14	IV, V	7,35	"	1853	"	5,48	"	9,87
		115,47		29112				154

#### 4. Calcul de réseau maillé :

Le calcul du réseau maillé se fait par approximations successives, selon la méthode d'Hardy Cross qui repose sur les lois de Kirchoff.

##### 1. Lois de Kirchoff:

1er: Loi des noeuds: En chaque noeud, la somme des débits doit être nulle.

$$\sum (\text{signe}) Q_i = 0$$

2ème: Loi des mailles: Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$\sum (\text{signe}) R_i Q_i^2 = 0$$

##### 4.2. Principe de la méthode:

La méthode consiste tout d'abord à fixer dans chaque maille une répartition des débits et supposer un sens d'écoulement qui sera celui des aiguilles d'une montre tout en respectant la 1er loi, à partir de cette répartition des débits les conduites seront dimensionnées par une vitesse acceptable.

##### - Détermination des diamètres

On détermine provisoirement les diamètres des conduites à partir de l'équation de continuité :  $Q = V \cdot A$  pour une vitesse comprise entre (0,5 ÷ 1,5)

##### - Calcul des pertes de charge:

Pour chaque tronçon de la maille, on calcule les pertes de charge qui sont affectées d'un signe (+ ou -) suivant le sens d'écoulement et cela à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach.

$$DH_T = DH_L + DH_S$$

$DH_L$  = perte de charge Linéaire

$DH_S$  = perte de charge singulière

$$DH_e = A \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad DH_s = 0,15 DH_e$$

$$DH_e = 1,15 \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$L_e = 1,15L$  : Longueur équivalente

$$\Rightarrow DH_e = \lambda \frac{L_e}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$Q = v \cdot A = v \cdot \lambda \frac{D^2}{4} \Rightarrow v^2 = \frac{16Q^2}{\lambda^2 D^4}$$

$$DH_e = \frac{8\lambda L_e Q^2}{\lambda^2 g D^5} = R Q^2$$

$$\text{d'où } R = \frac{8\lambda L_e}{\lambda^2 g D^5}$$

-  $R$  : résistance de la conduite.

-  $\lambda$  : coefficient de frottement.

$$\lambda = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{20}} \right) \right]^{-2}, \quad Re : \text{Nombre de Reynolds } \frac{v \cdot D}{\nu}$$

$$\lambda_0 = \left[ -1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2} \lambda_0$$

$\varepsilon$  : rugosité

$\nu$  : viscosité dynamique

- Calcul du débit correctif

$$\sum DH = \sum RQ^2$$

D'après la 2<sup>ème</sup> Loi cette égalité doit être nulle dans chaque circuit fermé.

Soit  $Q_0$  : le débit supposé en 1<sup>ère</sup> approximation

$Q_1$  : le débit corrigé

$\Delta Q_0$  : terme correctif

Pour chaque conduite nous aurons :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$DH = RQ_1^2$$

$$= R(Q_0 + \Delta Q_0)^2 = R(Q_0^2 + \Delta Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0)$$

$\Delta Q_0^2$  est négligeable par rapport à  $Q_0^2$  et  $2Q_0 \Delta Q_0$

d'où nous obtenons

$$DH = R(Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q_0)$$

$$\Rightarrow \Delta Q_0 = \frac{DH - RQ_0^2}{2RQ_0}$$

Or pour le circuit fermé:

$$\sum \Delta H = \sum R Q_i^2 = \sum (R Q_0^2 + 2 R Q_0 \Delta Q_0) = 0$$

$$\text{d'où} \quad \Delta Q_0 = - \frac{\sum R Q_0^2}{2 \sum R Q_0}$$

On doit calculer, chaque maille séparément, Les corrections apportées aux débits sont de deux types.

- correction propre à la maille considérée avec le signe de  $\Delta Q$ .

- correction apportée à la maille adjacente avec le signe contraire de  $\Delta Q$ .

Pour avoir le débit  $Q_{i+1}$ , on fait la somme algébrique des corrections pour chaque tronçon, en les ajoutant au débit  $Q_i$ .

Les conditions de précision de ces corrections sont:

-  $\Delta Q < 0,4 \text{ l/s}$  : pour le débit correctif;

-  $\Delta H < 0,5 \text{ m}$  : pour la somme des p.d.c sur un

contour fermé.

Dans notre cas, après la dernière itération les précisions sont

Zone I :  $\Delta Q < 0,00025$  ;  $\Delta H = 0,0096$

Zone II :  $\Delta Q < 0,00074$  ;  $\Delta H = 0,0076$

Les calculs des deux réseaux maillés (zone I et II) exécutés sur ordinateur par le programme [CROSS]. Les résultats obtenus sont portés sur les tableaux suivants (V.4.1; V.4.2)

Caractéristiques des conduites: Zone I. tableau (V.4.1)

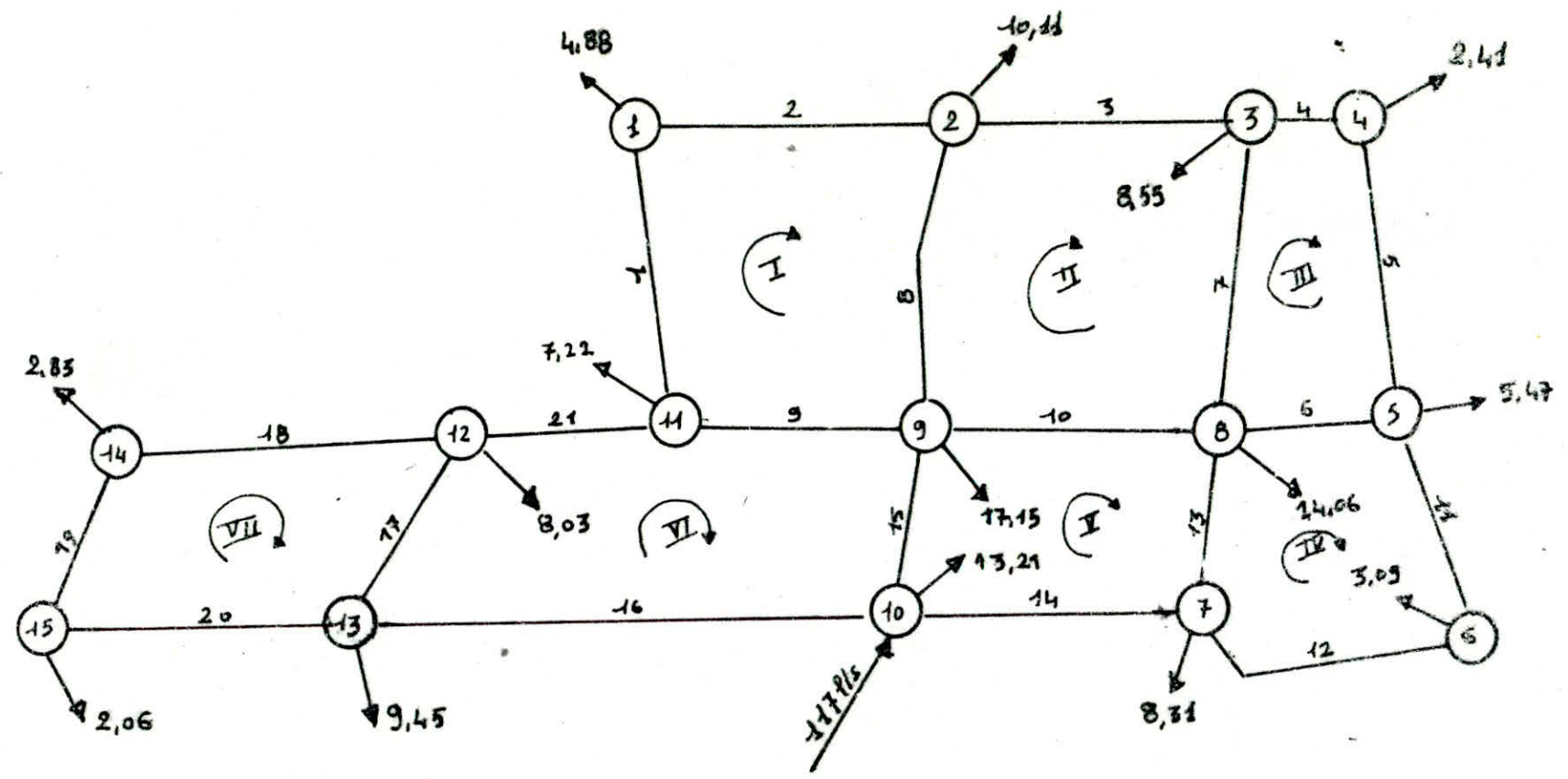
N° des branches	branche	Longueur [m]	Diamètre [mm]	Débit [l/s]	perte de charge [m]	Vitesse [m]
1	11-1	390	80	4,24	5,61	0,84
2	2-1	415	40	0,63	5,41	0,50
3	2-3	370	40	1,32	20,65	1,05
4	4-3	150	40	1,04	5,22	0,83
5	5-4	375	80	3,45	3,61	0,68
6	8-5	225	80	4,21	3,19	0,83
7	8-3	400	80	6,17	12,03	1,22
8	9-2	400	125	12,05	4,35	0,98
9	9-11	330	125	12,97	4,14	1,05
10	9-8	375	100	11,98	12,97	1,52
11	6-5	300	80	4,69	5,26	0,93
12	7-6	430	100	7,76	6,31	0,98
13	7-8	225	100	12,44	8,38	1,58
14	10-7	390	150	28,50	8,93	1,61
15	10-9	240	200	54,15	4,35	1,72
16	10-13	700	200	20,82	1,93	0,66
17	13-12	270	40	1,76	26,55	1,40
18	14-12	425	80	4,74	7,60	0,94
19	15-14	235	80	7,56	10,54	1,50
20	13-15	375	100	9,61	8,38	1,22
21	11-12	275	40	1,51	19,99	1,20

Caractéristiques des conduites: Zone II      Tableau (V.4.2)

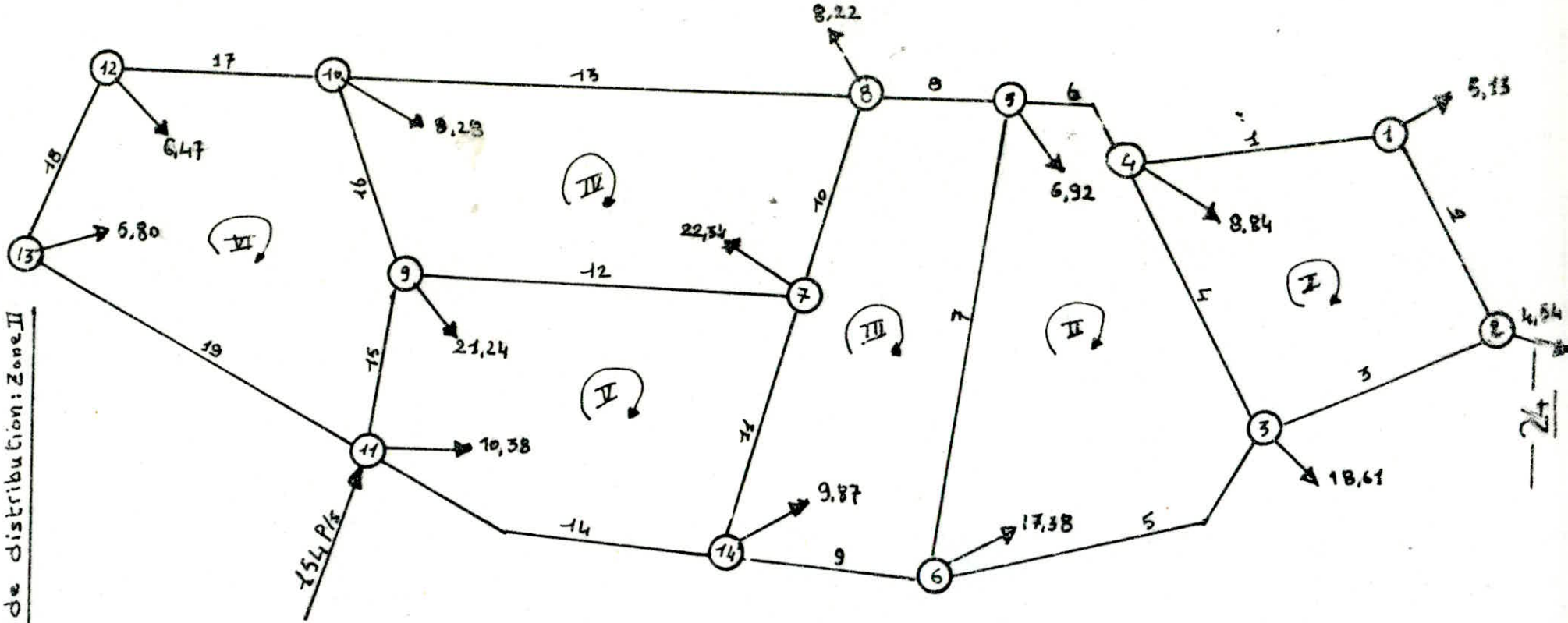
N° des branche	branche	Longueur [m]	Diamètre [mm]	Débit [l/s]	perte de charge [m]	Vitesse [m/s]
1	4-1	370	80	5,88	8,51	1,07
2	1-2	400	80	2,25	1,67	0,44
3	3-2	375	50	2,28	18,80	1,16
4	3-4	460	80	4,85	8,61	0,96
5	6-3	585	150	25,73	10,95	1,45
6	5-4	240	100	11,39	7,47	1,44
7	6-5	725	125	14,97	12,09	1,22
8	8-5	225	80	3,31	2,00	0,66
9	14-6	300	200	58,08	6,24	1,85
10	7-8	325	80	6,68	11,43	1,33
11	14-7	420	150	20,25	4,90	1,14
12	9-7	600	100	8,77	11,20	1,11
13	10-8	730	80	4,85	13,69	0,96
14	11-14	580	250	88,20	8,61	1,79
15	11-9	280	200	36,38	2,31	1,15
16	9-10	280	80	6,37	8,96	1,26
17	12-10	345	100	6,76	3,86	0,86
18	13-12	300	150	13,24	1,52	0,74
19	11-13	595	150	18,62	5,88	1,05



Schéma du réseau de distribution Zone I



Schema du réseau de distribution: Zone II



## 5. Calcul des pressions au sol:

Connaissant:

- Les pertes de charge dans les branches (résultat de calcul de réseau).
- La cote du réservoir.
- Les côtes du terrain de tous les nœuds (plan d'urbanisme de la ville).

On peut calculer les pressions au sol, en commençant par la branche (R - pt plus haut) tout en appliquant les formules suivantes.

- Cote piezométrique ( $C_p$ )

$$C_p(\text{aval}) = C_p(\text{amont}) - \Delta H$$

- Pression au sol

$$P = C_p - C_T(\text{terrain})$$

exemple: Zone I :  $C_{p10} = C_{R1} - \Delta H_{R1-10} = 133,27 \text{ m}$

$$P_{10} = C_{p10} - C_{T10} = 43,27 \text{ m}$$

Zone II :  $C_{p11} = C_{R2} - \Delta H_{R2-11} = 209 \text{ m}$

$$P_{11} = C_{p11} - C_{T11} = 29 \text{ m}$$

les résultats de calcul sont portés sur les tableaux (V.5.1; V.5.2)

### Conclusion:

Les pressions calculées varient entre [19,15 et 54,16] ce qui nous permet de dire que les pressions sont dans la fourchette des pressions [20 ÷ 60] m, avec 3 valeurs non comprises.

# Calcul des pressions : Zone I

Tableau (V.5.1)

N° de branche	branche	côte du terrain [m]		Perte de charge [m]	côte piezométrique [m]		Pression [m]
		Amont	aval		Amont	aval	
1	11-1	75	65	5,61	124,78	119,16	54,16
2	2-1	73,5	65	5,41	124,57	119,16	54,16
3	2-3	73,5	70	20,65	124,57	103,92	33,92
4	4-3	72	70	5,22	109,15	103,92	33,92
5	5-4	78,5	72	3,61	112,76	109,15	37,15
6	8-5	80	78,5	3,19	115,95	112,76	34,26
7	8-3	80	70	12,03	115,95	103,92	33,92
8	9-2	80,5	73,5	4,35	128,92	124,57	51,07
9	9-11	80,5	75	4,14	128,92	124,78	49,78
10	9-8	80,5	80	12,97	128,92	115,95	35,95
11	6-5	85	78,5	5,26	118,03	112,76	34,26
12	7-6	87,5	85	6,51	124,34	118,03	33,03
13	7-8	87,5	80	8,38	124,34	115,95	35,95
14	10-7	90	87,5	8,93	133,27	124,34	36,84
15	10-9	90	80,5	4,35	133,27	128,92	48,42
16	10-13	90	87	1,93	133,27	131,34	44,34
17	13-12	87	74	26,55	131,34	104,79	30,79
18	14-12	72	74	7,60	112,42	104,79	30,79
19	15-14	85	72	30,54	122,96	112,42	40,42
20	13-15	87	85	8,38	131,34	122,96	37,96
21	11-12	75	74	19,99	128,78	104,79	30,79

Calcul des pressions: Zone II

Tableau (B.5.2)

N° des branche	branche	côte du terrain [m]		perte de charge [m]	côte piezométrique [m]		Pression [m]
		Amont	Aval		Amont	Aval	
1	4-1	104	130	8,51	174,59	168,08	36,08
2	1-2	130	140	1,67	166,08	164,4	24,4
3	3-2	165	140	18,8	183,2	164,4	24,4
4	3-4	164	125	8,61	183,2	174,59	49,59
5	6-3	175	164	10,95	194,15	183,2	19,2
6	5-4	150	125	7,47	182,06	174,59	19,2
7	6-5	175	150	12,09	194,15	182,06	32,06
8	8-5	145	150	2,00	184,06	182,06	32,06
9	14-6	180	175	6,24	200,39	194,15	19,15
10	7-8	155	145	11,43	195,49	184,06	39,06
11	14-7	180	155	4,9	200,39	195,49	40,49
12	9-7	160	155	11,2	206,69	195,49	40,49
13	10-8	175	145	13,69	197,73	184,06	39,06
14	11-14	180	180	8,61	209	200,39	20,39
15	11-9	180	160	2,31	209	206,69	46,69
16	9-10	160	175	8,96	206,69	197,73	22,73
17	12-10	170	175	3,86	201,6	197,73	22,73
18	13-12	178	170	1,52	203,12	201,6	31,6
19	11-13	180	178	5,88	209	203,12	25,12

## 6. Equipement de réseau de distribution:

Le réseau de distribution est un assemblage de tuyaux en acier, composé d'accessoires qui sont.

### 6.1. Robinets:

On les place souvent à chaque noeud, ou sur le parcours d'une conduite, ils permettent l'isolement des tronçons en cas de besoin.

### 6.2. Décharges

Les décharges ne sont autre que des robinets disposés aux points bas du tracé, en vue de la vidange des conduites.

### 6.3. Ventouses:

Les ventouses seront prévues aux points hauts, aux changement des pentes, et encours du tracé d'une longue partie de conduite ascendante ou descendante.

### 6.4. Clapets:

Ils sont destinés à empêcher le retour de l'eau en sens inverse.

On distingue plusieurs sortes de clapets:

- clapets de non-retour
- clapets d'arrêt: empêchent la vitesse du liquide de dépasser la valeur déterminée.

### 6.5. Te et Coude:

Ils permettent la prise des conduites secondaires à partir des canalisations principales.

- Cônes de raccordement: pour raccorder les conduites de différents diamètres.

### 6.6. Bouche d'incendie:

Les bouches d'incendie sont installées en bordure des trottoirs espacées de 150 mètres, elles sont branchées sur les conduites.

## 7. Pose des conduites:

Après avoir fait l'étude théorique, il est nécessaire de voir le côté pratique où l'on s'intéresse beaucoup à la pose des canalisations.

Une bonne étude de la pose nous garantit un bon fonctionnement du réseau d'alimentation. Les canalisations seront enterrées à l'intérieur des tranchées, et cela pour les protéger contre les dégradations, et conserver l'eau à l'abri de la gelée.

Les tranchées devront être suffisamment larges pour permettre aux ouvriers d'effectuer les travaux demandés. Les profondeurs varient en fonction des diamètres des conduites à mettre en place, de plus sont choisies de façon à protéger les conduites contre les sollicitations des charges mobiles.

une tranchée est composée d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur, d'une conduite et d'un remblai (0,6 à 1,2 mètre au dessus de la génératrice supérieure de la conduite).

Le lit de pose est constitué par:

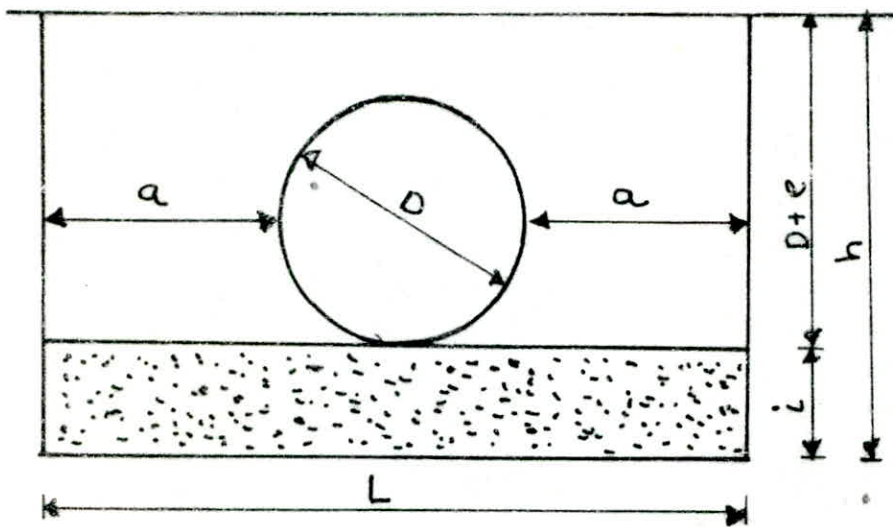
- du gravier ou du sable dans les terrains ordinaires.
- de la pierre cassée dans les terrains imperméables ou rocheux.
- un lit en béton maigre, dans les parties rocheuses en pente.

Avant la mise en place, les conduites sont examinées en vue d'éliminer celles qui auraient subies des chocs. On les débarrasse des corps étrangers et on les descend lentement au fond de la fouille. Pour faciliter le nivellement, on les cale par des bois, puis on exécute les joints.

Avant de procéder au remblayage, un essai des joints doit être effectué: la pression d'essai est, en principe, 1,5 fois la pression de service, cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve pendant une durée de 30 mn au moins.

Une fois les joints essayés, la tranchée est remblayée en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées jusqu'à 0,30 m au dessus de la conduite, le remblaiement est terminé avec de tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

### POSE DE LA CONDUITE DANS UNE TRANCHÉE



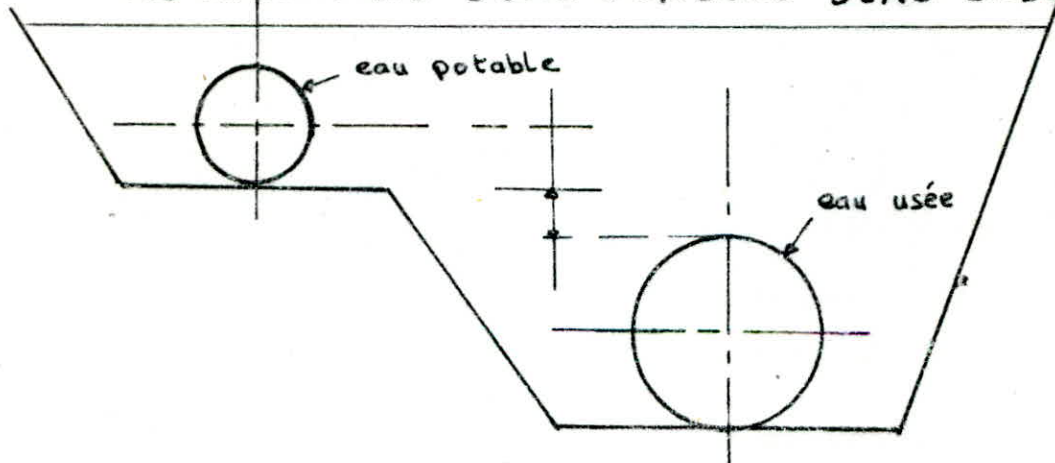
$h$ : Profondeur de la tranchée ;  $h = D+i$

$D+i$ : diamètre de la conduite et le remblai

$i$ : épaisseur de lit de pose

$L$ : Longueur de la tranchée ;  $L = 2a + D$ ,  $a = 0,30\text{ m}$

### POSE APPROXIMATIVE D'UNE CONDUITE D'EAU USÉE





---

*DEUXIEME  
PARTIE*

---

# - I - Généralités

Il n'échappe à personne l'importance des réservoirs d'eau aussi bien élevés qu'enterrés dans la vie économique et sociale d'une nation.

## 1. Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés en fonction des critères suivants :

a. Selon la position par rapport au sol.

(au niveau du sol; enterrés; semi-enterrés; sur poteau; sur bâtiment)

b. Selon la forme de la cuve.

(carrée; rectangulaire; circulaire ...)

c. Selon le volume.

(grand réservoir; moyen réservoir; petit réservoir)

d. Selon la nature du liquide conservé.

(réservoirs d'eau; cuves à vins; citernes à produits noirs  
réservoirs à hydrocarbures: pétrole, essence)

e. Selon le mode de fermeture.

(couverts; non couverts)

## 2. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir.

Un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs :

### a. Résistance :

Le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis; poids propre; poids de l'eau surcharges, efforts dus au vent et au séisme; retrait; fluage.

### b. Durabilité :

Comme tout ouvrage d'art, le réservoir doit pouvoir durer long temps, c'est à dire que le béton doit garder toutes ses propriétés initiales après le contact permanent avec l'eau.

c-Etanchéité:

Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit donc être étanche, c'est à dire non fissuré, ou fissure dans des conditions acceptables.

# I. Présentation De L'ouvrage

## 1. Caractéristiques du réservoir :

- Capacité :  $2000\text{m}^3$
- Hauteur utile d'eau : 6,00 m
- Forme géométrique : Cuve cylindrique
- Diamètre : 20 m
- Site : Meftah
- Matériaux utilisé : Béton armé

## 2. Description du réservoir :

L'ouvrage étudié est un réservoir cylindrique constitué par :

- Coupole d'épaisseur : 8 cm
- paroi circulaire d'épaisseur : 25 cm
- radier d'épaisseur : 50 cm.

## 3. Revêtements du réservoir :

Les règles imposées par l'hygiène (éviter une contamination de l'eau) ainsi que l'influence des facteurs atmosphériques nous imposent des revêtements intérieurs et extérieurs.

a. Coupole : Elle sera recouverte selon le schéma ci dessous.



- Enduit de ciment
- Papier Kraft
- Isolation stillite
- béton armé

Comme le réservoir sera implanté à Meftah, on bénéficiera de son climat tempéré, doux qui ne comporte pas de grands écarts thermique, nous nous contenterons donc seulement d'un revêtement d'étanchéité.

### b. paroi :

L'expérience a montré que dans le cas des grands réservoirs (au delà de  $800\text{m}^3$ ), l'inertie thermique de la masse d'eau d'une part et de la masse de béton d'autre part, sont telles que

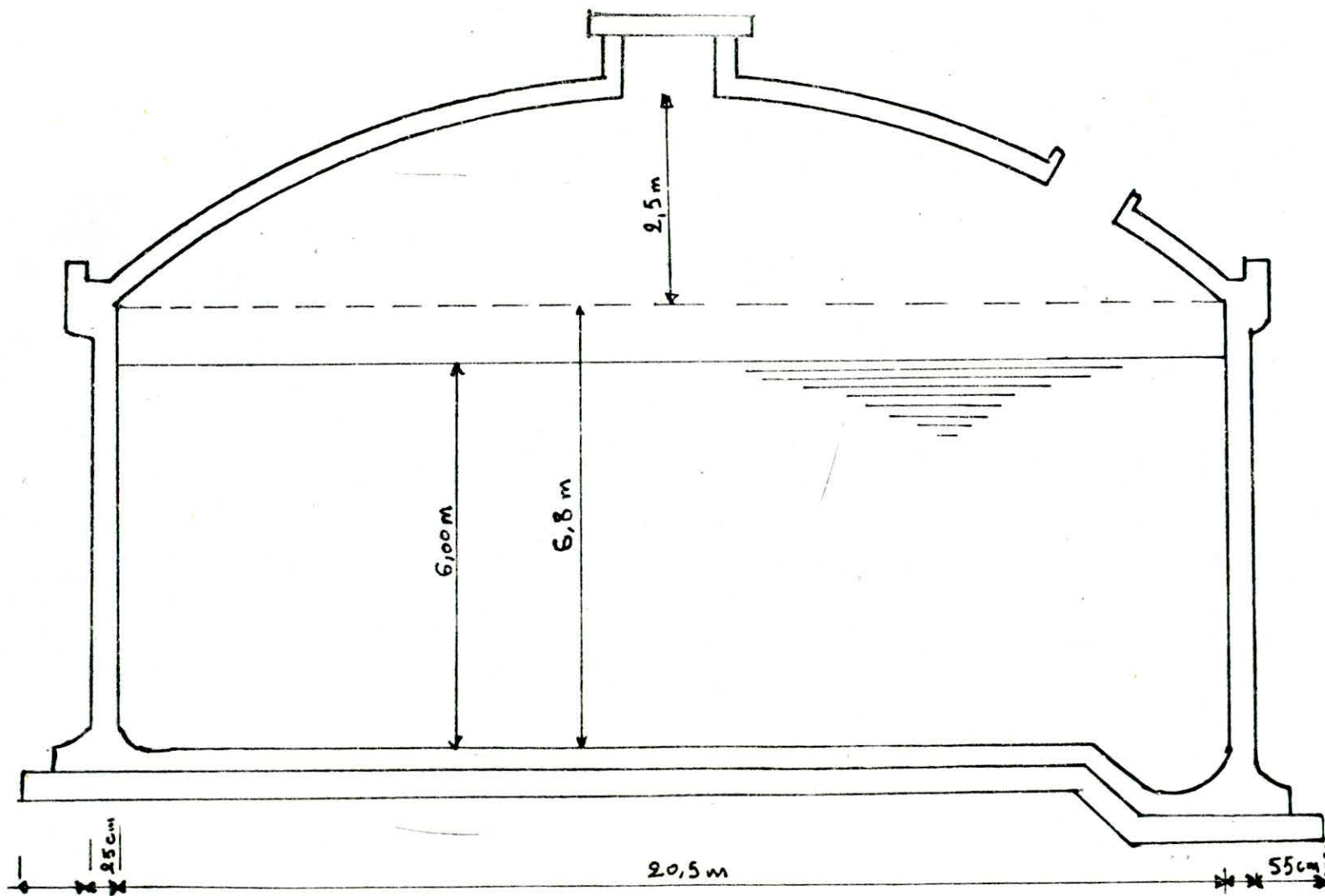
Les variations de température de l'eau sont relativement faible de l'été à l'hiver et que par suite toute isolation thermique est dans ce cas superflue. Il n'est donc pas nécessaire de prévoir un système d'isolation thermique.

Par contre pour l'étanchéité on prévoit des enduits qui seront en mortier de ciment fortement dosé exécuté en deux couches;

- la première couche forme le dégrossi

- la seconde couche forme l'enduit proprement dit.

La partie enterrée de l'ouvrage sera recouverte d'une peinture bitumineuse.



# II. Caractéristiques Des Matériaux

## 1. Béton

### 1.1. Résistance à la compression:

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge ( $f_{c28}$ ).

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section ( $\phi = 16$  cm), et de hauteur ( $h = 32$  cm).

Lorsqu'on possède des mesures de résistance en nombre suffisant, la résistance caractéristique d'un béton est définie à partir de la résistance moyenne et l'écart type issus des essais, soit:

$$f_{c_j} = f_{c_{jm}} - K \cdot S = f_{c_{jm}} - 1,64 S$$

Les bétons utilisés pour les structures en béton armé sont classés suivant leur résistance caractéristique à la compression.

Tableau (III. 1.1)

$f_{c28}$	Leur utilisation
C12	béton non armé
C16 - C20	béton armé
C25 - C30 - C35	béton armé ou précontraint
C40 - C45 - C50	béton précontraint
C60 - C70 - C80	Cas spéciaux

Les chiffres ci-dessus indiquent les résistances caractéristiques de béton à l'âge de 28 jours exprimées en MPa.

### 1.2. Résistance à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à ( $j$ ) jours se mesure généralement par flexion d'une éprouvette prismatique de section carrée. Elle est déduite de celle à la compression par la relation:

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j}$$

Etant donné que l'ouvrage est de type semi-enterré, il nécessite un béton très résistant, et étanche, dans un milieu humide et agressif, pour aboutir à ces conditions on emploie le ciment CPA-HTS 55 avec un dosage de  $350 \text{ kg/m}^3$  à fin d'obtenir une résistance de compression:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

App: a. Contrainte de compression

- Etat Limite de service

$$\sigma_{\text{adm}} = 0,6 f_{c28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } \sigma_{\text{adm}} = 15 \text{ MPa}$$

- Etat limite ultime:

$$f_{cu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5}$$

$$\text{d'où } f_{cu} = 14,2 \text{ MPa}$$

b. Contrainte de traction

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

$$\text{d'où } f_{ct} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Contrainte de cisaillement

$$\tau_{\text{ab}} = 0,3 \text{ MPa}$$

9. Acier:

Les différents aciers utilisés dans le béton armé se distinguent par leur forme, leur composition, leur mode de fabrication, ainsi que leurs propriétés mécaniques. On distingue essentiellement.

- Les ronds lisses.
- Les armatures à haute adhérence.
- Les fils à haute adhérence.
- Les treillis soudés

Type Nuance	Limite élastique: $f_e$ (MPa)
aciers naturels FeE215	215
ronds lisses FeE235	235
aciers à haute Ad FeE400 FeE400	400 - 500



On utilise deux types d'aciers:

- Acier à haute adhérence: FeE 400
- Acier rond lisse: FeE 235

Application:

- Etat Limite de service:

$$\sigma_{sadm} = \min(110\eta, 0,5f_e)$$

fissuration très préjudiciable  
acier à haute adhérence }  $\Rightarrow \eta = 1,6 ; f_e = 400$

$$\text{d'où } \sigma_{sadm} = \min(176, 200)$$

$$\sigma_{sadm} = 176 \text{ MPa}$$

- Etat Limite ultime:

$$f_{su} = \frac{f_e}{1,15} ; f_e = 400$$
$$\text{d'où } f_{su} = 348 \text{ MPa.}$$

# IV - Etude De La Coupole

La coupole est considérée comme une hémisphère qui recouvre une construction de forme circulaire.

Pour le calcul de la coupole on doit faire appel à la théorie de la membrane, dont on fait l'exposé selon l'étude de M<sup>r</sup> TIMOSHENKO (Théorie des plaques et coques).

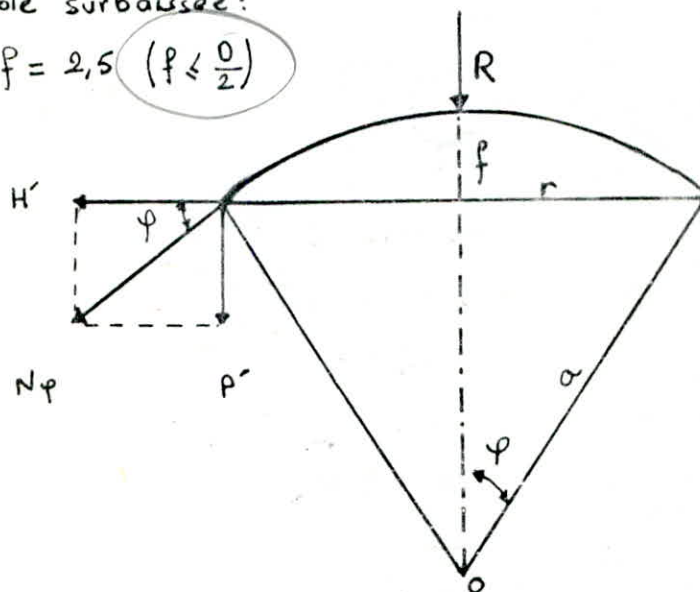
## 1. Calcul de la coupole : Théorie de la membrane.

Nous avons selon TIMOSHENKO, pour une coque chargée symétriquement par rapport à son axe, l'équation d'équilibre

$$R + 2\pi r N_{\varphi} \sin \varphi = 0$$

Coupole surbaissée:

$$f = 2,5 \left( f \leq \frac{D}{2} \right)$$



avec:  $R$ : charge totale de la coupole

$N_{\varphi}$ : Effort de compression dans les méridiens

$H'$ : Composante horizontale par unité de longueur de pourtour

$P'$ : Composante verticale par unité de longueur de pourtour.

### 1.1. Détermination des efforts:

$$R = 2\pi \int_0^{\varphi} a^2 P \sin \varphi d\varphi = 2\pi a^2 P (1 - \cos \varphi)$$

avec  $P$ : poids propre par  $m^2$  de coupole.

$$\text{d'où } N_{\varphi} = - \frac{R}{2\pi r \sin \varphi} ; r = a \sin \varphi$$

$$\Rightarrow N_{\varphi} = - \frac{a \cdot P}{1 + \cos \varphi}$$

$$H'_p = N_p \cos \varphi = \frac{a \cdot P}{1 + \cos \varphi} \cdot \cos \varphi$$

$$a = \frac{r^2 + f^2}{2f} \quad ; \quad \cos \varphi = \frac{r^2 - f^2}{r^2 + f^2}$$

$$\text{d'où } H'_p = P \frac{r^4 - f^4}{4fr^2}$$

Les surcharges:

Considérons une surcharge  $q$  d'exploitation par unité de surface horizontale.

$$R_q = \pi r^2 q$$

$$N_p = - \frac{R_q}{2\pi r \sin \varphi} = - \frac{q \cdot a}{2}$$

$$H'_q = N_p \cos \varphi = \frac{q \cdot a}{2} \cos \varphi = q \frac{r^2 - f^2}{4f}$$

Si on pose

$$H'_q = \frac{r^4 - f^4}{4fr^2} \cdot \frac{r^2}{r^2 + f^2} \cdot q$$

$$\frac{r^2}{r^2 + f^2} = \beta < 1$$

Pour des raisons sécuritaires, on prend  $\beta = 1$

$$\text{d'où } H'_q = q \cdot \frac{r^4 - f^4}{4fr^2}$$

## 1.2. Calcul des efforts:

$$r = 10 \text{ m} \quad ; \quad f = 2,5 \text{ m} \quad ; \quad e = 8,00 \text{ cm}$$

$$a = 21,25 \text{ m} \quad , \quad S = 2\pi a f = 334 \text{ m}^2$$

La combinaison d'action suivant le règlement B.A.E.L 83:

$$Q = \gamma_q P + \gamma_q q$$

$\gamma_q$ : coefficient de sécurité pour la charge permanente

$\gamma_q$ : coefficient de sécurité pour la charge variable

- Charge:

$$\text{poids propre} : P = 2500 \times 0,08 = 2000 \text{ N/m}^2$$

- surcharge:

$$\text{surcharge d'exploitation} : q = 1000 \text{ N/m}^2$$

- Composante horizontale totale

$$H' = H'_p + H'_q$$

$$H' = Q \frac{r^4 - p^4}{4fr^2}$$

- Composante verticale totale:

• charge:  $P'_p = \frac{P \cdot S}{2\pi r}$

• surcharge:  $P'_q = q \frac{S}{2}$

$$\Rightarrow P' = \gamma_g P'_p + \gamma_q P'_q$$

- effort de compression dans les méridiens:

$$N_f = \sqrt{H'^2 + P'^2}$$

Application:

Etat ultime:  $\gamma_g = 1,35$ ;  $\gamma_q = 1,5$

$$H' = 41836 \text{ N/ml}$$

$$P' = 22310 \text{ N/ml}$$

$$N_f = 47413 \text{ N/ml}$$

Etat de service:  $\gamma_g = \gamma_q = 1,00$

$$H' = 29883 \text{ N/ml}$$

$$P' = 15936 \text{ N/ml}$$

$$N_f = 33864 \text{ N/ml}$$

1.3. Calcul des contraintes:

- Contrainte de compression du béton:

• Etat ultime:  $\sigma'_{bc} = \frac{N_f}{b \cdot e}$

d'où  $\sigma'_{bc} = 0,59 \text{ MPa} < f_{cu}$

• Etat de service:  $\sigma_{bc} = 0,42 \text{ MPa} < \sigma_{adm}$

- Contrainte de cisaillement du béton:

• Etat ultime:  $\tau_b = \frac{P'}{b \cdot e}$

d'où  $\tau_b = 0,27 \text{ MPa} < \tau_{ab}$

• Etat de service:  $\tau_b = 0,19 \text{ MPa} < \tau_{ab}$

1.4. Calcul des armatures:

Comme les contraintes de compression et de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, le béton suffit à lui seul.

La coupole étant une pièce comprimée; on prévoit des armatures suivant les méridiens ( $A_1$ ), et des armatures de répartition suivant les parallèles ( $A_2$ ).

Le calcul des armatures est basé sur la résistance de la coupole en cas de traction (condition de non fragilité)

$$A_c \cdot \sigma_c \leq A_s \cdot f_{su}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{A_c \cdot \sigma_c}{f_{su}} = \frac{1000 \cdot 80 \cdot 2,1}{348}$$

$$A_s = 482,75 \text{ mm}^2$$

d'où  $A_1 = A_2 = 10 \text{ HA8}$  par mètre

### 1.5. Vérification au poinçonnement :

On considère une surcharge  $P = 150 \text{ kg}$  répartie sur une surface de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ , à fin de vérifier la condition suivante :

$$\frac{P}{P_c \cdot e} \leq 0,045 f_{c28}$$

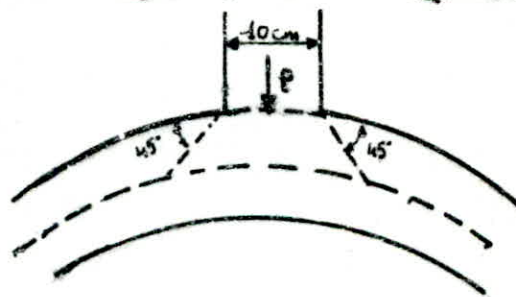
$P$  - surcharge de 150 kg

$e$  - épaisseur de coupole : 8 cm

$P_c$  : périmètre de la surface dans le plan moyen de la coupole en tenant compte de la diffusion.

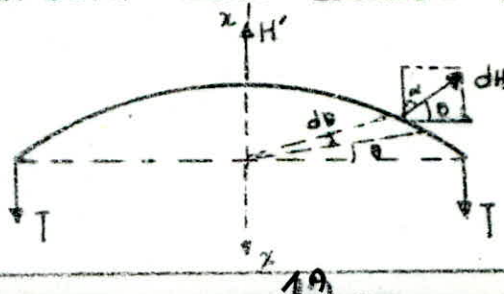
$$P_c = (10 + 2 \frac{e}{2}) \cdot 4$$

$$\text{d'où } \tau_b = 9026 \text{ Mpa} \leq 1,125 \text{ Mpa}$$



### 2. Calcul de la ceinture :

la composante horizontale  $H'$  exerce une pression interne sur la ceinture qui sera ainsi soumise à un effort de traction  $T$



$$dH = H' r d\theta$$

équilibre statique suivant l'axe  $xx'$ .

$$2T - \sum dH \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow T = \frac{\sum dH \cos \alpha}{2} = \frac{1}{2} \sum H' r \sin \theta d\theta; \cos \alpha = \sin \theta$$

$$\text{d'où } T = \frac{1}{2} \int_0^\pi H' r \sin \theta d\theta = H' r$$

$$T = 418360 \text{ N}$$

La section d'acier sera égale à:  $A_{s \text{ nec}} = \frac{T}{\sigma_s}$

Etat ultime:  $\sigma_s = f_{su}$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{T}{f_{su}} = 1202,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{d'où } A_s = 6 \text{ HA16} = 1206,37 \text{ mm}^2$$

2-1. Verification de la ceinture:

- Condition de non fissuration.

Etat de service:

$$T = H' r = 298830 \text{ N}$$

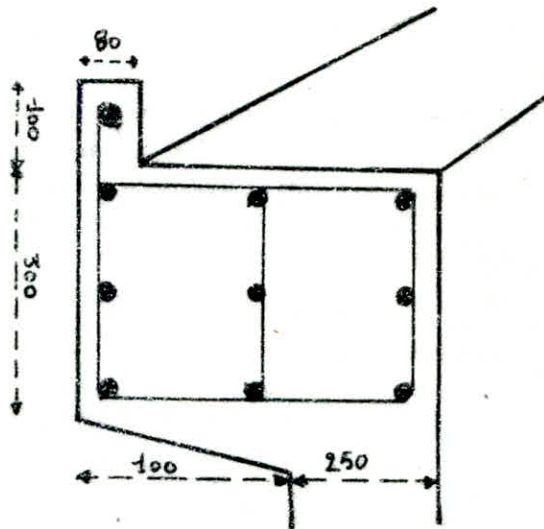
$$\sigma_s = \frac{T}{A_s} = 247,7 \text{ MPa} > \sigma_{s \text{ adm}}; \text{ non vérifiée.}$$

On refaire le dimensionnement à l'Etat de Service en prenant

$$\sigma_s = \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\text{d'où } A_{s \text{ nec}} = \frac{T}{\sigma_{s \text{ adm}}} = 1697,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{d'où } A_s = 9 \text{ HA14} + 1 \text{ HA20} = 1699,6 \text{ mm}^2$$



### Condition de non Fragilité

$$A_s \cdot f_{su} > A_c \cdot \sigma'_E$$

$$A_s > \frac{A_c \cdot \sigma'_E}{f_{su}}$$

$$A_c = 113000 \text{ mm}^2$$

$$\text{d'où } A_{s \text{ min}} = \frac{113000 \cdot 2,1}{348} = 681,90 \text{ mm}^2$$

on a bien  $A_s > A_{s \text{ min}}$

⇒ La condition est vérifiée

### Vérification à la torsion:

Calcul du moment de torsion dû à  $N_p$ :

$$T' = N_p \cdot G \cdot C$$

avec  $N_p$ : effort meridien

$G$ : (distance entre  $G$  et  $C$ )

$$G \cdot C = 90 \text{ mm}$$

$$\text{d'où } T' = 4267,2 \text{ N} \cdot \text{m/ml}$$

La contrainte tangentielle maximale est donnée par la formule de Bach

$$\tau_{\text{max}} = \frac{3h + 4b}{h + 0,45b} \cdot \frac{T'}{b^2 \cdot h} \quad \text{avec } b \leq h$$

$$\text{d'où } \tau_{\text{max}} = 0,628 \text{ MPa} > \tau_{\text{eb}}$$

Comme la contrainte tangentielle max est supérieure à  $\tau_{\text{eb}}$ , d'où la nécessité d'implémentation des étriers.

Les étriers nécessaires peuvent alors être déterminés selon la formule:

$$\left( \frac{A_{st}}{s_t} \right)_{\text{nec}} = \frac{\tau_{\text{su}}}{2A_{\text{ef}} \cdot f_e} \cdot \text{tg} \alpha \quad \text{avec } \frac{3}{5} \leq \alpha \leq \frac{5}{3}$$

avec:  $A_{\text{ef}}$ : section efficace.

$A_{st}$ : l'aire de l'étrier

$s_t$ : l'espacement entre deux étriers

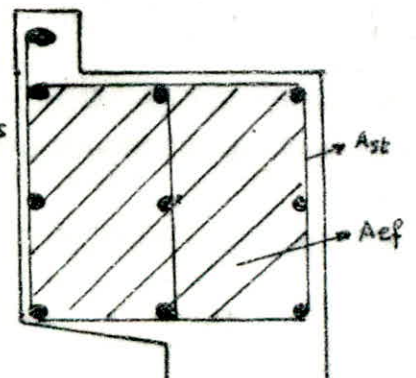
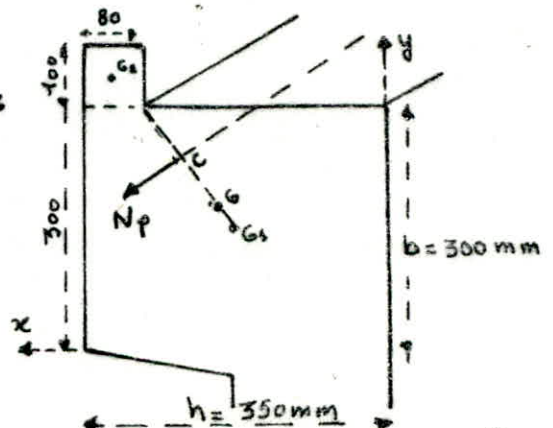
$$A_{\text{ef}} = 69600 \text{ mm}^2$$

$$f_e \text{ E235} \Rightarrow A_{st} = \frac{\tau \cdot D^2}{4} = \frac{\tau \cdot B^2}{4} = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{3}{2}$$

$$\text{d'où } s_{t \text{ nec}} = 25,7 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } s_t = 25 \text{ cm}$$



### 3. Calcul à la Flexion (coupole - Ceinture):

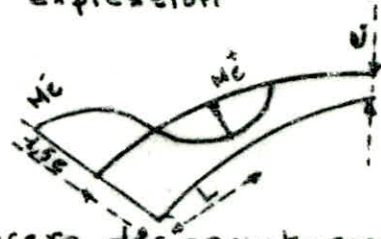
La tendance de la coupole à s'allonger est empêchée par la ceinture encastrée à celle-ci; alors on observe la naissance d'une flexion au bord inférieur à la coupole. Ce problème a été traité par M<sup>r</sup> TIMOSHENKO (Théorie des plaques et coques) par la méthode des déplacements

Le moment de flexion à pour expression

$$M_{\bar{e}} = 0,29 a e P$$

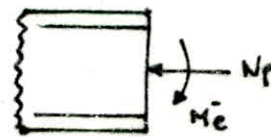
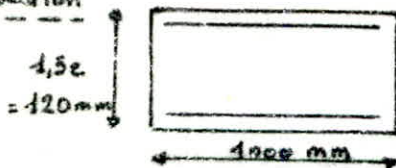
$$M_{\bar{e}}^* = 0,06 a e P$$

$$L = 0,76 \sqrt{a \cdot e}$$



Vu l'existence de ce moment, on placera des armatures supplémentaires dans la partie de longueur L de la coupole. Pour le ferrailage on considère une section rectangulaire de  $1,5e$  d hauteur et de  $1m$  de largeur soumise au moment  $M_{\bar{e}}$  et à l'effort normal de compression  $N_p$ .

1<sup>re</sup> Section



$$M_{\bar{e}} = 10998 \text{ N.m}$$

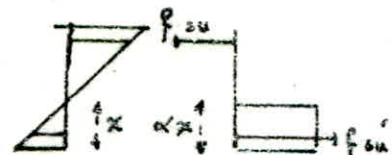
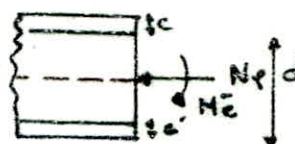
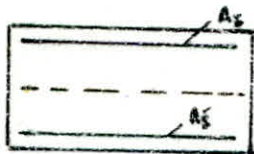
$$N_p = 47415 \text{ N}$$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_{\bar{e}}}{N_p} = 232 \text{ mm}$$

$$e > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$



Dimensionnement: Etat ultime:



$$\text{On impose } c = c' = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - c = 90 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 5 \phi 8 = 251 \text{ mm}^2$$

Position de l'axe neutre: X:



Equilibre des moment /  $A_s$

$$0,8x \cdot b f_{cu} (d - 0,4x) + A'_s f_{su} (d - c) = N_p (d - \frac{h}{2}) + M_e$$

d'où l'équation de seconde degré est de la forme:

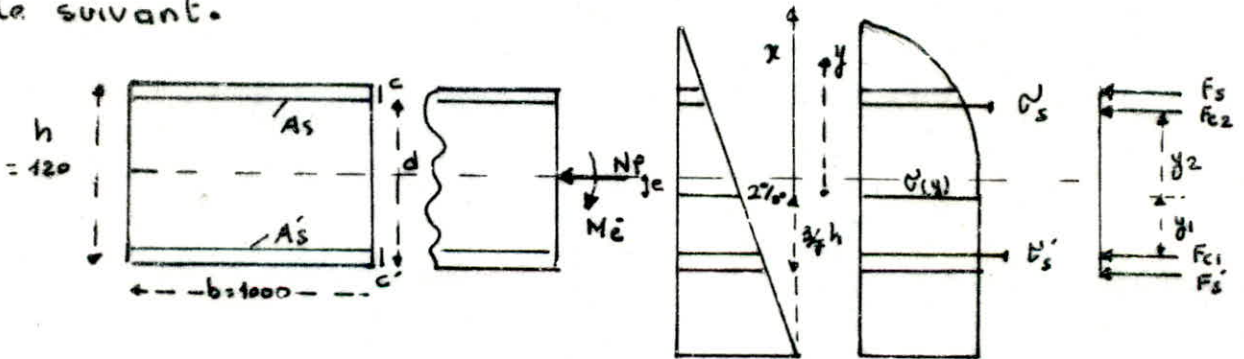
$$x^2 - 225x - 261,28 = 0$$

L'équation a pour solution  $x_1 = -1,15 \text{ mm}$

$$x_2 = 226,15 \text{ mm}$$

On prend  $x = x_2 = 226,15 > h$ ; donc la section est entièrement comprimée.

Pour le calcul de la force résistance, on considère le diagramme complet de contrainte-déformation du béton. Une section entièrement comprimée est considérée en phase de rupture conformément à la règle des trois pivots lorsque sa déformation spécifique est égale à 2‰ dans la fibre qui se trouve à une distance de  $\frac{3}{7}h$  par rapport à la fibre la plus comprimée. Le comportement de la section dans ce cas est le suivant.



On impose  $A_s = A'_s = 5\phi 8 = 251 \text{ mm}^2$

$$c = c' = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - c = 90 \text{ mm}$$

On note que: si  $\epsilon_d > 2\text{‰} \rightarrow \sigma'_s = f_{su}$

$$\epsilon_d < 2\text{‰} \rightarrow \sigma'_s = E \cdot \epsilon_s = 400 \cdot \frac{x - (\frac{4}{7}h - c)}{x}$$

Calcul de la force résistance:

Equilibre des forces:  $F_{c1} + F_{c2} + F'_s + F_s = N_{eu}$

avec:  $F_{c1} = f_{cu} \int_0^{\frac{3}{7}h} b(y) dy = \frac{3}{7} b h f_{cu}$

$$F_{c2} = \int_{\frac{4}{7}h}^x b(y) \cdot \sigma'_s(y) dy = \int_{\frac{4}{7}h}^x b f_{cu} (1 - \frac{y^2}{x^2}) dy = \frac{4}{7} b h f_{cu} [1 - \frac{16}{147} \frac{h^2}{x^2}]$$

$$F'_s = A'_s \cdot f'_s = A'_s \cdot f_{su}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s = A_s \cdot 400 \cdot \frac{x - (\frac{4}{7}h - c)}{x}$$

On calcule la position de l'axe neutre par l'équilibre des moments par rapport à N

$$F_{c1}(y_1 + e) - F_{c2}(y_2 - e) + F'_s(\frac{3}{7}h - c' + e) - F_s(\frac{4}{7}h - c - e) = 0$$

$$\text{avec } y_2 = \frac{b \int_0^{\frac{4}{7}h} \sigma_c(y) y dy}{F_{c2}}$$

$$\text{d'où l'équation } x^2 - 4,407x - 2479,50 = 0$$

$$\text{La solution : } x = 52,04 \text{ mm}$$

$$x_0 = (\frac{4}{7}h - c) \left( \frac{400}{400 - f_{su}} \right) = 296,70 \text{ mm}$$

donc  $x < x_0$  accepte

d'où  $N_{ru} = 12,53 \cdot 10^5 \text{ N} > N_p$  donc la section est vérifiée

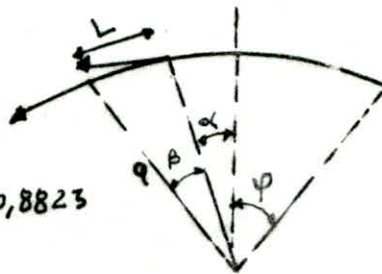
2<sup>em</sup>. sections:

$$M_e^+ = 2275 \text{ N.m}$$

Détermination de  $N_p$ :

$$N_p = \frac{a \cdot p}{1 + c \cos \varphi}, \quad c \cos \varphi = \frac{r^2 - p^2}{r^2 + p^2} = 0,8823$$

$$\Rightarrow \varphi = 28,0725^\circ$$



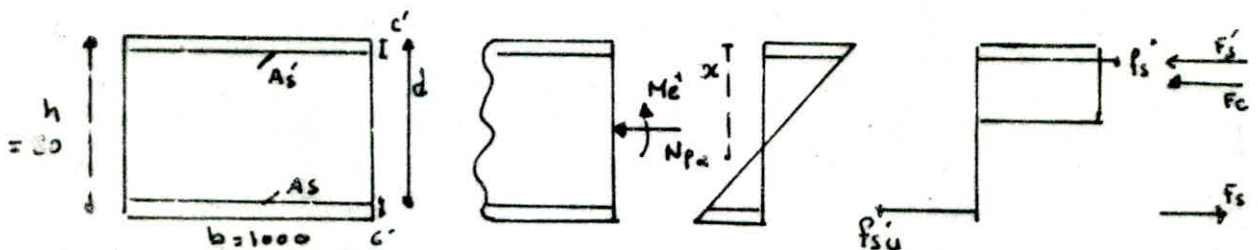
$$L = 1 \text{ m} = a \cdot \beta \Rightarrow \beta = 0,04705 \text{ rad} = 2,696^\circ$$

$$\alpha = \varphi - \beta = 25,375^\circ$$

$$\Rightarrow N_{p\alpha} = \frac{a \cdot p}{1 + c \cos \alpha} = 46878,6 \text{ N}$$

Excentricité :  $e = \frac{M_e^+}{N_{p\alpha}} = 48 \text{ mm} > \frac{80}{2}$

donc la section est partiellement comprimée



$$\text{On impose } A_s = A'_s = 5 \phi 8 = 251 \text{ mm}^2$$

$$d = h - c = 50 \text{ mm}$$

$$c = c' = 30 \text{ mm}$$

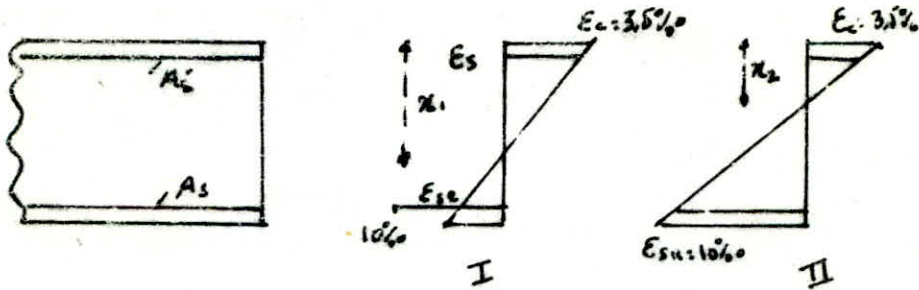
Calcul de la position de l'axe neutre: Equilibre des moments /  $A_s$ :

$$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cu} (d - 0,4x) + A'_s f_{su} (d - c) = N_{p\alpha} (d - \frac{h}{2}) + M_e^+$$

$$\text{La solution : } x = 1,78 \text{ mm.}$$

$$\alpha_1 = d \frac{f_{cu}}{f_{cu} + f_{su}} = 33,40$$

$$\alpha_2 = d \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}} = d \frac{3,5\%}{3,5\% + 10\%} = 12,96 \text{ mm}$$



On a  $\alpha_1 < \alpha_2$  donc il y a lieu l'épuisement des aciers tendus ce qui provoque la rupture de la section.

$\Rightarrow \epsilon_s = \epsilon_{su} = 10\%$  et  $\alpha \cdot x = 1,07x - 0,07d$   
d'après l'équation d'équilibre des moments /  $A_s$

$$\Rightarrow x = 6,91 \text{ mm}$$

d'où  $N_{Rd} = 55290,54 \text{ N} > N_{p1}$  donc la section est vérifiée.

# V. Etude De La Paroi

La paroi sera étudiée selon deux cas:

1<sup>er</sup> cas: le réservoir est plein et la paroi est soumise à la poussée hydrostatique.

Pour des raisons de sécurité, la poussée des terres sera négligée

2<sup>ème</sup> cas: le réservoir est vide et la paroi est soumise à la poussée des terres. On la supposera complètement enterrée

## 1. Réservoir plein:

A partir de la théorie de la membrane, Timoshenko est arrivé à étudier, dans son ouvrage "plaques et coques", l'équilibre d'une coque soumise à des pressions extérieures à partir des déplacements des éléments de la coque. Ainsi il est arrivé à donner la relation entre le déplacement et les éléments de réductions:

$$\frac{Ee^3}{12(1-\nu^2)} \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{Ee}{R^3} y + p = 0$$

$e$ : épaisseur de la paroi

$R$ : rayon du réservoir

$\nu$ : coefficient de poisson

$E$ : module d'élasticité du béton

$y$ : déplacement radial de l'élément de paroi

Résolution de l'équation

posons  $D = \frac{Ee^3}{12(1-\nu^2)}$  et  $\beta = \frac{\sqrt{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{Re}}$

d'où

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y + \frac{p}{D} = 0$$

La solution générale de l'équation homogène est:

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x)$$

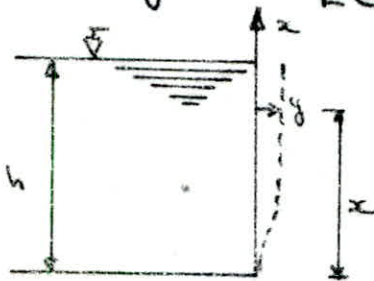
on remarque que  $\beta$  est une grande valeur, si bien que la fonction  $e^{\beta x}$  croît très vite en faisant varier  $x$  à partir de zéro.

La fonction  $e^{-\beta x}$  aura automatiquement des valeurs très faibles en faisant croître  $x$  à partir de zéro.  
donc

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + f(x)$$

$f(x)$  est une solution particulière de l'équation générale

$$f(x) = -\frac{P_0}{Ee} \frac{(h-x)}{h} R^2$$



$P_0$ : pression hydrostatique au fond du réservoir

donc la solution générale est:

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) - \frac{P_0 R^2}{Ee h} (h-x)$$

Pour déterminer les coefficients  $A$  et  $B$ , on utilise les conditions aux limites

à  $x=0$ , on a  $\frac{dy}{dx} = 0$  et  $y=0$

d'où  $A = \frac{P_0 R^2}{Ee}$  et  $B = A \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right)$

finalement, on a

$$M(x) = D \frac{d^2 y}{dx^2} = -2 \beta^2 e^{-\beta x} (B \cos \beta x - A \sin \beta x)$$

$$T(x) = \frac{dT}{dx} = 2 D \beta^3 e^{-\beta x} [(A+B) \cos \beta x + (B-A) \sin \beta x]$$

$$N_p = -\frac{Ee}{R} y = -P_0 R \left[ e^{-\beta x} \left( \cos \beta x + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \sin \beta x \right) - \frac{h-x}{h} \right]$$

Un petit programme qui calcule les valeurs des moments  $M$ , des efforts tranchants  $T$  et des efforts  $N_p$  a été réalisé sur micro vax. Les valeurs sont portées sur les tableaux (I.1.1; I.1.2)

le règlement BAEL 83 admet l'utilisation de la formule suivante pour calculer le module d'élasticité  $E$  du béton

$$E_{cj} = 11000 \sqrt{f_{cj}}$$

notre cas  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$  d'où  $E = 32164.2 \text{ MPa}$

Le coefficient de poisson varie également selon la résistance du béton. Vu sa faible influence, on peut lui attribuer dans le calcul une valeur moyenne

$\nu = 0,20$  si le béton est supposé non fissuré (EL.S)

$\nu = 0,00$  si le béton est supposé fissuré (ELU)

Etat ultime			
Coefficient de securite		= 1.050	
Coefficient de poisson		= 0.000	
X [m]	Moment [N.m/m]	Effort tranc [N/m]	Effort circom [N/m]
0.00	-35671.50	66816.70	0.00
0.50	-3626.46	38325.90	61898.70
1.00	3903.35	17174.30	175035.00
1.50	8897.21	4048.63	272841.00
2.00	9036.65	-2586.44	323861.00
2.50	7032.46	-4881.85	344342.00
3.00	4553.68	-4764.91	325239.00
3.50	2434.86	-3625.26	284124.00
4.00	956.76	-2301.43	231060.00
4.50	95.14	-1199.30	173154.00
5.00	-301.43	-445.94	114605.00
5.50	-405.07	-16.31	57386.80
6.00	-357.59	174.31	2053.22

Tableau (I.1.1)

Tableau (V.1.2)

Etat service			
Coefficient de securite		= 1.00	
Coefficient de poisson		= 0.20	
x [m]	Moment [N.m/m]	Effort tranc [N/m]	Effort circon [N/m]
0.00	-34584.40	64214.40	0.00
0.50	-9492.82	37058.10	57780.00
1.00	3649.46	16819.60	163914.00
1.50	8594.66	4150.60	256371.00
2.00	8831.87	-2337.56	311013.00
2.50	6950.28	-4658.46	325753.00
3.00	4562.19	-4629.31	308644.00
3.50	2488.77	-3575.73	270383.00
4.00	1019.59	-2309.57	220415.00
4.50	145.81	-1234.84	165518.00
5.00	-270.31	-485.71	109773.00
5.50	-392.10	-47.85	55161.80
6.00	-357.37	155.00	2297.76

### 1.1 Calcul des armatures circulaires:

On divise la hauteur de la paroi en viroles, pour chaque virole, on determine le ferrailage approprié.

On ferraille avec des barres de haute adhérence, c.à.d du type FeE400.

Qu que les efforts  $N_p$  se developpent mi-épaisseur de la paroi, alors le nombre des barres trouvé par le calcul sera divisé entre les cotés intérieur et extérieur de la paroi.

On détermine le ferrailage minimum, en utilisant la relation de non fragilité, par unité de hauteur

$$A_s \geq \frac{A_c f_c}{f_{su}}$$

$A_s$ : section de l'acier.

$f_{su}$ : contrainte de l'acier à la rupture  
 $f_{ct}$ : contrainte limite de traction du béton  
 $A_c$ : section du béton

$$A_{s\text{ nec}} = \frac{A_c \cdot f_{ct}}{f_{su}} = \frac{250 \times 1000 \times 2,1}{348} = 1508 \text{ mm}^2$$

d'où

$$A_{s\text{ min}} = 10 \text{ } \varnothing 14 \text{ par mètre de hauteur}$$

Avec ce ferrailage, on détermine la force maximale à laquelle peut résister la paroi à l'état service

$$F_{\text{max}} = A_s \cdot \sigma_s$$

$$A_s = 10 \text{ } \varnothing 14 = 1539 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_{\text{adm}} = 176 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } F_{\text{max}} = 270 \text{ kN}$$

L'intersection de la courbe d'équation  $N_q = f(x)$  et  $F_{\text{max}} = 270 \text{ kN}$ , donne les limites des viroles. (figure I.1.1)

D'après le tracé, on a 3 viroles:

$$1^{\text{ère}} \text{ virole: } 0,0 < x \leq 1,5$$

$$2^{\text{ème}} \text{ virole: } 1,50 < x < 3,5$$

$$3^{\text{ème}} \text{ virole: } 3,5 < x < 6,0$$

Pour les 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> viroles, on utilise 5 nappes par mètre espacés de 20 cm; à chaque nappe on met 2  $\varnothing 14$ .

Pour la 2<sup>ème</sup> virole, on calcule le ferrailage approprié. La valeur maximale de l'effort  $N_q$  dans cette virole est  $N_q = 325753 \text{ N}$ .

On néglige la force de traction du béton, car il ne travaille pas en traction; on détermine le ferrailage nécessaire.

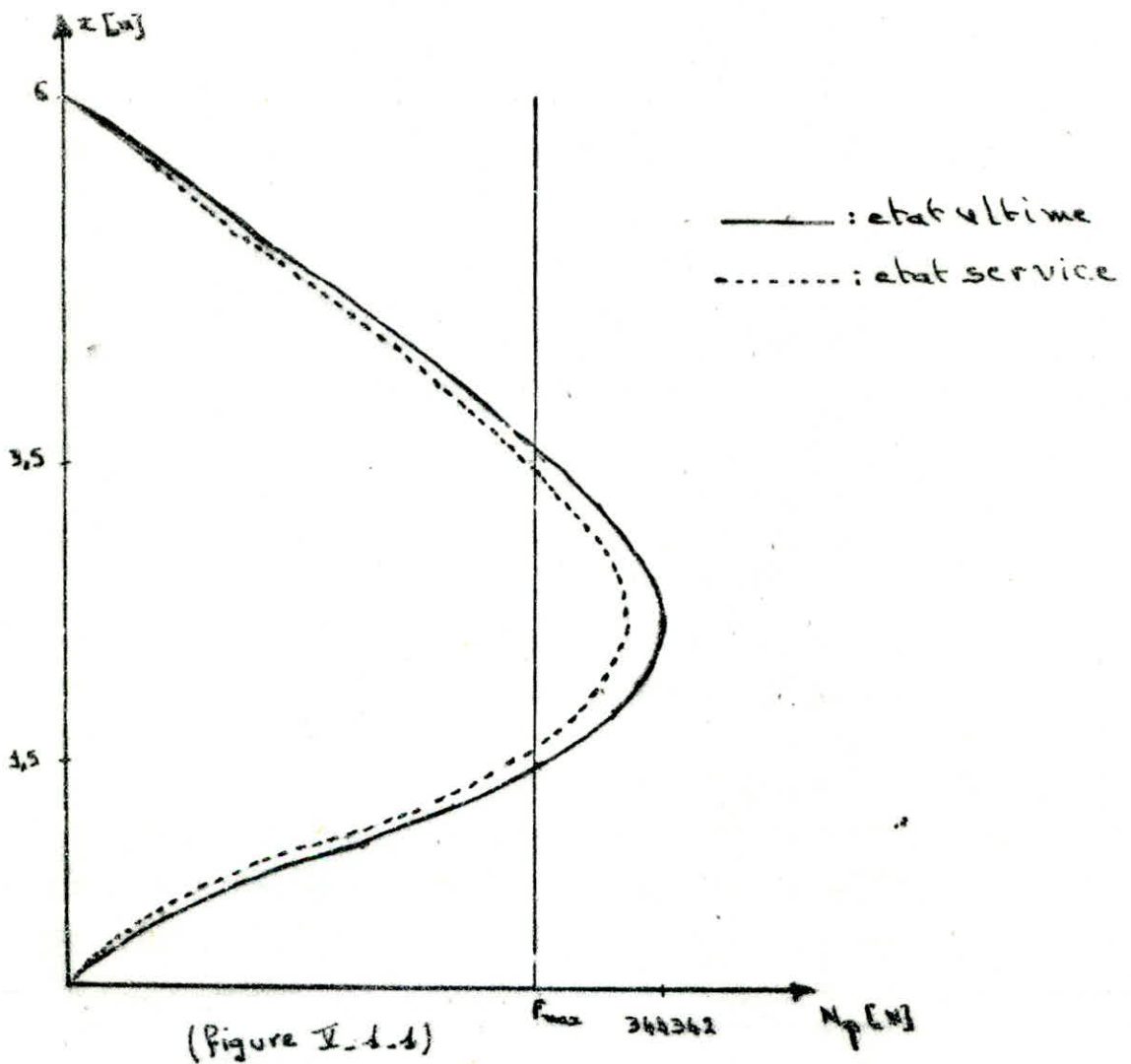
$$A_{s\text{ nec}} = \frac{325753}{176} = 1850 \text{ mm}^2$$

$$\text{d'où } A_s = 14 \text{ } \varnothing 14 \text{ par mètre.}$$



tableau récapitulatif

virole	Nappe	écartement
1 <sup>ère</sup> virole $0 < x < 1,5$	8 nappes de $2\phi 14$	20 cm
2 <sup>ème</sup> virole $1,5 < x < 3,5$	7 nappes de $2\phi 14$	14 cm.
3 <sup>ème</sup> virole $3,5 < x < 6,0$	18 nappes de $2\phi 14$	20 cm



## 2. Réservoir vide:

Dans ce cas la paroi n'est soumise qu'à la poussée des terres. Le sol est constitué d'une terre argilo-gravilleuse dont les caractéristiques sont en général:

$$D: \text{ poids spécifique} = 1700 \text{ à } 2000 \text{ daN/m}^3$$

$$C: \text{ cohésion} = 0,1 \text{ à } 0,3 \text{ daN/m}^2$$

$$\varphi: \text{ angle de frottement interne} = 25 \text{ à } 40^\circ$$

Comme le rapport de sd ne donne pas les caractéristiques exactes du sol, on prendra des valeurs sécuritaires

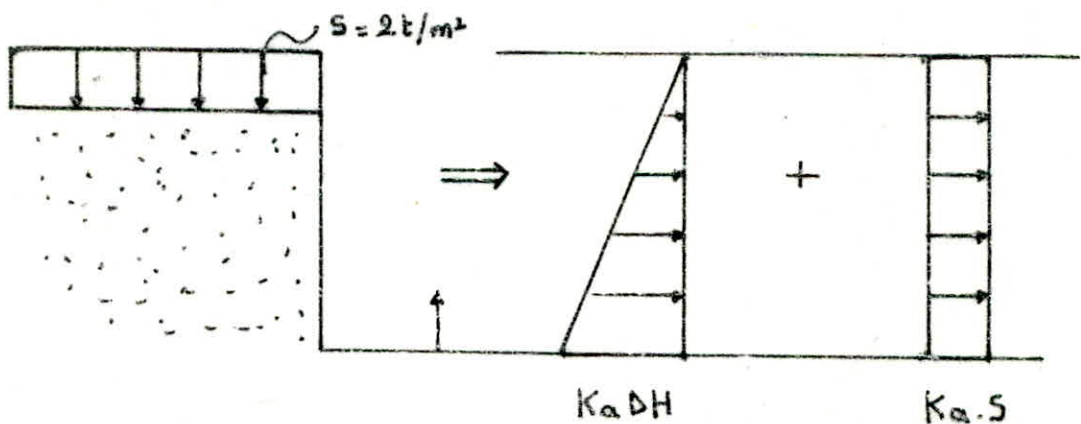
$$D = 2000 \text{ daN/m}^3$$

$$C = 0 \text{ daN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Le calcul des éléments de réduction se fera de la même manière que pour le cas du réservoir plein.

La paroi est soumise à la poussée des terres; sur la terre pleine autour du réservoir, on envisagera une surcharge éventuelle de  $2t/m^2$  due à la charge roulante (camions, voitures...).



Par superposition des deux effets de poussée produits par le sol et la surcharge sur la paroi, on obtient par tranche de  $x$  (cm); l'expression de la poussée totale:

$$P_t = K_a (S + D(H-x))$$

avec  $S$ : surcharge =  $2t/m^2 = 2000 \text{ daN/m}^2$

$$K_a: \text{ coefficient de poussée} : K_a = \frac{1}{4} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

$$D: \text{ poids spécifique du sol} = 2000 \text{ daN/m}^3$$

H: hauteur de la paroi = 6m

Les equation différentielle devienne:

$$\frac{E \cdot e^3}{12(1-\nu^2)} \frac{dy^4}{dx^4} + \frac{E \cdot e}{R^2} y - P \cdot e = 0$$

$$D = \frac{E \cdot e^3}{12(1-\nu^2)} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{R \cdot e}}$$

$$\text{d'où} \quad \frac{dy^4}{dx^4} + 4\beta^4 y + \frac{K_a(S + D(H-x))}{D} = 0$$

Une solution particulière est:  $y = -\frac{R^2}{E \cdot e} (K_a(S + D(H-x)))$

donc la solution générale est:

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) - \frac{R^2}{E \cdot e} K_a (S + D(H-x))$$

Condition Limites:

$$y_{x=0} = 0 \quad \text{et} \quad \left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0} = 0$$

$$y_{x=0} = 0 \Rightarrow A \cdot \frac{R^2 \cdot K_a}{E \cdot e} (S + D \cdot H) = 0 \Rightarrow A = \frac{R^2 \cdot K_a}{E \cdot e} (S + D \cdot H)$$

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0} \Rightarrow \beta(B \cdot A) + \frac{R^2 \cdot K_a}{E \cdot e} \cdot D = 0 \Rightarrow B = A \left[1 - \frac{D}{\beta(S + D \cdot H)}\right]$$

$$\text{Ce qui donne:} \quad \frac{dy^2}{dx^2} = -2\beta^2 e^{-\beta x} (B \cos \beta x - A \sin \beta x)$$

$$\frac{dy^3}{dx^3} = 2\beta^3 e^{-\beta x} [(A+B) \cos \beta x + (B-A) \sin \beta x]$$

$$\text{d'où} \quad M(x) = -D \frac{dy^2}{dx^2} = 2D\beta^2 e^{-\beta x} [B \cos \beta x - A \sin \beta x]$$

$$T(x) = -D \frac{dy^3}{dx^3} = -2D\beta^3 e^{-\beta x} [(A+B) \cos \beta x + (B-A) \sin \beta x]$$

$$N_f = \frac{E \cdot e}{R} y = \frac{E \cdot e}{R} e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) - R \cdot K_a (S + D(H-x))$$

Pour répondre aux exigences de la sécurité, les ouvrages doivent être calculés, en introduisant les coefficients de sécurité:  $\gamma_g$  et  $\gamma_q$ ; Les valeurs des éléments de réduction sont donnés sur les tableaux (I.2.1, I.2.2)

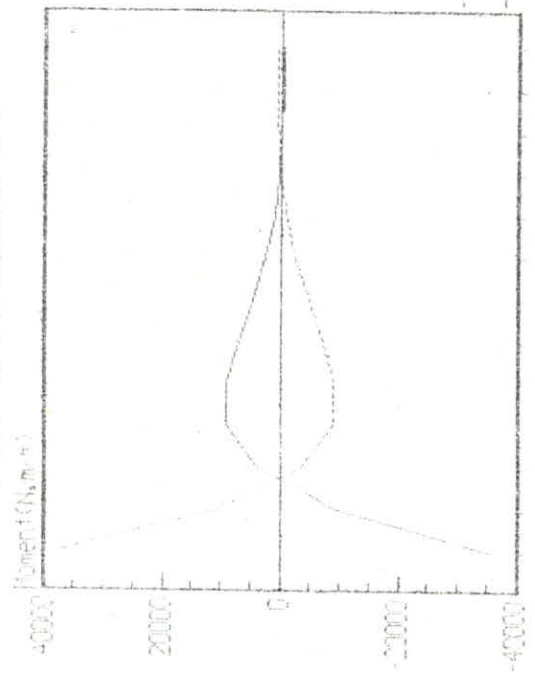
etat ultime : tableau (V.2-1)

x [m]	Moment [N.m]	Effort norm [N]	Effort tang [N]
0.00	38000.80	-69690.8	0.00
0.50	10732.00	-40327.3	-66422.5
1.00	-3582.76	-18338.8	-189567
1.50	-8991.35	-4582.91	-299070
2.00	-9289.7	2448.38	-367437
2.50	-7296.81	4947.70	-392108
3.00	-4762.55	4904.42	-381953
3.50	-2571.86	3764.94	-348789
4.00	-1031.20	2408.96	-303014
4.50	-125.35	1268.64	-252032
5.00	297.36	482.69	-200256
5.50	413.30	30.49	-149784
6.00	369.30	-173.19	-101234

etat service : tableau (V.2-1)

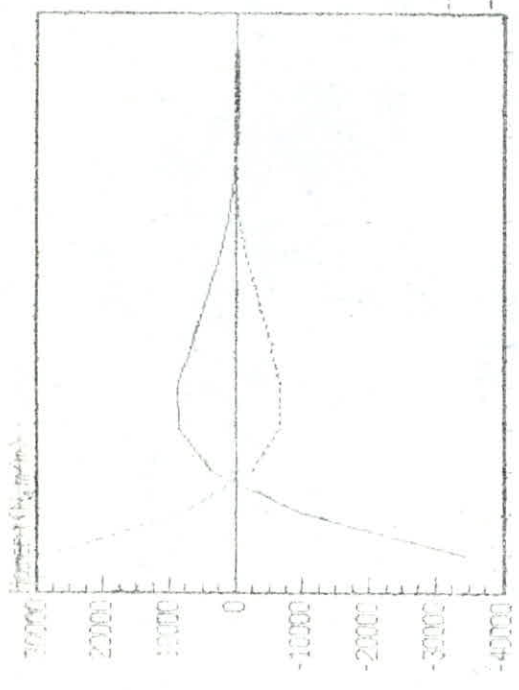
x [m]	Moment [N.m]	effort norm [N]	effort tang [N]
0.00	28129.10	-51212.9	0.00
0.50	8047.91	-29794.1	-47311.50
1.00	-2571.41	-13698.7	-135360
1.50	-6652.14	-3557.61	-214065
2.00	-6946.82	1691.30	-263556
2.50	-5514.25	3613.82	-281685
3.00	-3646.00	3644.76	-274559
3.50	-2006.65	2838.89	-250537
4.00	-836.29	1847.08	-217083
4.50	-134.81	996.68	-179593
5.00	203.24	399.52	-141343
5.50	305.86	47.71	-103939
6.00	282.11	-117.36	-67896.2

Diagramme des moments (kN.m)  
 A moment du air poussée de l'eau  
 B moment du air poussée de terre



hauteur (m)

Diagramme des moments (kN.m)  
 A moment du air poussée de l'eau  
 B moment du air poussée de terre



hauteur (m)

### Verification de la contrainte du béton:

Comme les efforts  $N_p$  sont des efforts de compression par mètre d'hauteur, on calcule la contrainte à la compression en divisant  $N_p$  par la section  $S = (1000 \cdot 250)$  c'est-à-dire  $\sigma_c = \frac{N_p}{S}$ .  
Les valeurs de  $\sigma_c$  sont portées sur le tableau ci-dessous:

Etat ultime			Etat de service		
$N_p$ [N/m]	$\sigma_c$ [MPa]	Comparaison	$N_p$ [N/m]	$\sigma_c$ [MPa]	Comparaison
0,06	0,00	$\sigma_c < f_{cu}$	0,03	0,00	$\sigma_c < \sigma_{c,adm}$
66422,5	0,27	"	47311,5	0,19	"
189567	0,76	"	135360	0,54	"
299070	1,20	"	214065	0,86	"
367437	1,47	"	263556	1,05	"
392108	1,57	"	281685	1,13	"
381953	1,53	"	274559	1,10	"
348789	1,40	"	250537	1,00	"
303014	1,22	"	217083	0,87	"
252032	1,00	"	179593	0,72	"
200256	0,80	"	141343	0,56	"
199784	0,80	"	103939	0,41	"
101234	0,40	"	6789	0,27	"

Dans les deux cas, la contrainte du béton est inférieure à la contrainte admissible à la compression du béton. Donc le béton suffit à lui seul pour résister à la compression.

### 3-Ferraillage vertical de la paroi:

L'existence des moments de part et d'autre de la paroi, impose un ferraillage longitudinal.  
Les moments maximums sont:

$M_{max} (N.m/ml)$	Etat ultime		Etat de service	
	Poussée de l'eau	poussées de terre	poussée de l'eau	poussée de terre
$M > 0$	9378,71	38000,80	9116,06	28129,10
$M < 0$	35671,50	9289,70	34584,40	6946,82

La section est soumise à la flexion composée. (M,N)

Effort normal (N):

Les valeurs de l'effort normal sont données dans le tableau suivant:

	E.L.U	E.L.S
$x (m)$	$N [N/ml]$	$N [N/ml]$
0,00	79425	58250
2,00	55550	45750

### Détermination du ferraillage: $M > 0$

1<sup>ère</sup> section: A l'encastrement ( $x=0$ )

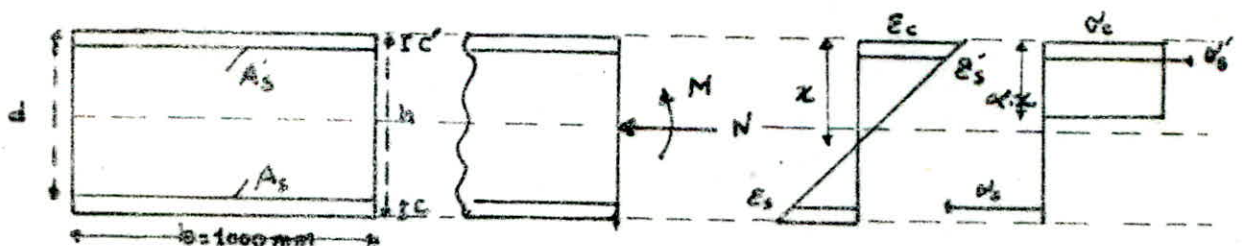
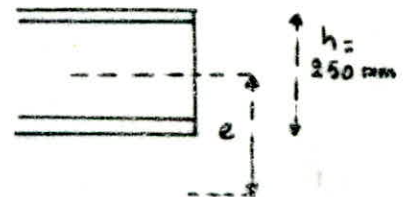
Etat ultime:  $M = 38000,80 \text{ N.m/ml}$

$N = 79425 \text{ N/ml}$

Excentricité:  $e = \frac{M}{N} = \frac{38000,80 \cdot 10^3}{79425} = 478,44$

d'où  $e > \frac{h}{2}$

donc la section est partiellement comprimée.



On impose que  $A'_{smin} = 5HA14 = 769 \text{ mm}^2$

$$c = c' = 30 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d = h - c = 250 - 30 = 220 \text{ mm}$$

Soit  $x$  la position de l'axe neutre :

\* On pose  $x = h$  (à la limite) et on détermine le moment max que la section peut supporter.

$$\begin{aligned} M_{max} &= \alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cu} \left( d - \frac{\alpha \cdot x}{2} \right) + A'_{smin} \cdot f_{su} (d - c) \\ &= 0,8 \cdot 250 \cdot 1000 \cdot 14,2 \left( 220 - 0,8 \cdot 125 \right) + 769 \cdot 348 (220 - 30) \\ &= 391646,3 \text{ N.m} \end{aligned}$$

Le moment sollicitant total /  $A_s$  est égal :

$$\begin{aligned} M_{ss} &= M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 38000,80 + 79425 \cdot (220 - 125) \cdot 10^{-5} \\ &= 45546,175 \text{ N.m} \end{aligned}$$

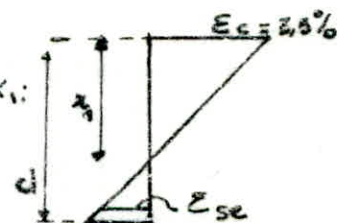
donc  $M_{max} > M_{ss}$  ; La section est partiellement comprimée  $\Rightarrow x_{neil} < h$

\*  $x = x_1$  ( $x_1$  position de l'axe neutre avec  $\epsilon_c = 3,5\%$  et

$$\epsilon_s = \epsilon_{se} = \frac{f_{su}}{200000}$$

d'après les triangles semblables on tire  $x_1$  :

$$x_1 = \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{se}} d = 0,668d$$



$$\text{d'où } x_1 = 147 \text{ mm}$$

Le moment max en fonction de  $x_1$  est égal :

$$M_1 = 0,8 \cdot x_1 \cdot b \cdot f_{cu} \left( d - 0,4x_1 \right) + A'_{smin} f_{su} (d - c)$$

$$\text{d'où } M_1 = 320000 \text{ N.m}$$

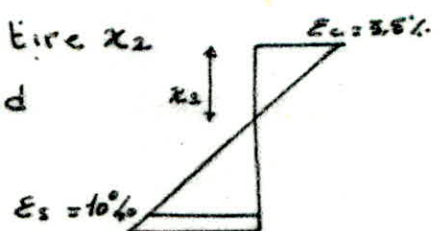
On remarque encore  $M_1 > M_{ss} \Rightarrow x < x_1$

\*  $x = x_2$  ( $x_2$  position de l'axe neutre avec  $\epsilon_c = 3,5\%$  et  $\epsilon_s = \epsilon_{su} = 10\%$ )

d'après triangles semblables on tire  $x_2$

$$x_2 = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{su} + \epsilon_{cu}} d = 0,259d$$

$$\Rightarrow x_2 = 57 \text{ mm}$$





Le moment max en fonction de  $x_2$  sera égal:

$$M_2 = \alpha \cdot x_2 \cdot b \cdot f_{cu} \left( d - \alpha \frac{x_2}{2} \right) + A'_{smin} (d - c) \cdot f_{su}$$

avec  $\alpha \cdot x = 1,07x - 0,07d$

d'où  $M_2 = 208026 \text{ N.m}$

$$M_2 > M_{ss} \Rightarrow x < x_2$$

\*  $x = x_3$  ( $x_3$ : position de l'axe neutre avec  $\epsilon_s = \epsilon_{su} = 10\%$   
et  $\epsilon'_s = \epsilon'_{se} = \frac{f_{su}}{200000}$ )

d'où  $x_3 = \frac{f_{su} \cdot d + 2000 \cdot c}{2000 + f_{su}}$

$$x_3 = 58,16 \text{ mm}$$

$$\alpha \cdot x = 1,07x - 0,07d \quad \text{et} \quad \sigma'_s = f'_{su}$$

Le moment max sera donc:

$$M_3 = \alpha \cdot x_3 \cdot b \cdot f_{cu} \left( d - \alpha \frac{x_3}{2} \right) + A'_{smin} f_{su} (d - c)$$

$$\Rightarrow M_3 = 182700 \text{ N.m}$$

$$M_3 > M_{ss} \Rightarrow x < x_3$$

pour  $x < x_3 \Rightarrow \sigma'_s < f'_{su}$  t.q  $\sigma'_s = 2000 \frac{x - c'}{d - x}$

L'équation des moments /  $A_s$  devient:

$$\alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cu} \left( d - \alpha \frac{x}{2} \right) + A'_{smin} \cdot \sigma'_s (d - c) = M_{ss}$$

d'où  $x^3 - 660x^2 + 1,0871 \cdot 10^6 x - 2,5857 \cdot 10^6 = 0$

La solution est :  $x = 28,52 \text{ mm}$

A partir de l'équation d'équilibre des forces, on détermine l'air de l'armature tendue  $A_s$ .

$$\text{d'où } A_{s \text{ néc}} = \frac{\alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cu}}{f_{su}} + \frac{A'_{smin}}{f_{su}} \cdot 2000 \frac{x - c'}{d - x} = 581,32 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4HA14 = 615,75 \text{ mm}^2$$

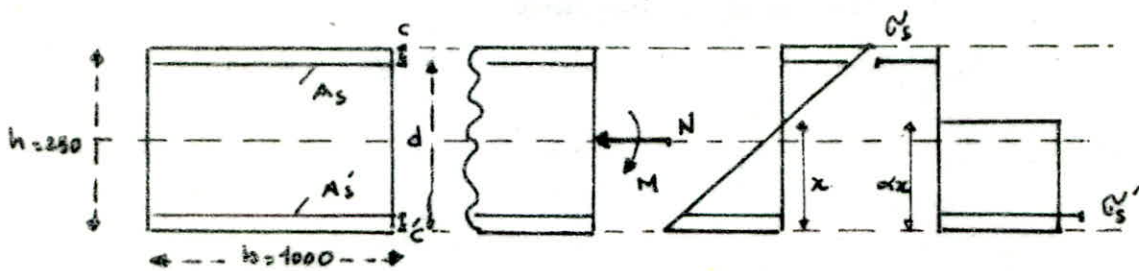
Verification de la section à l'action du moment négatif

$$M = 35671,50 \text{ N.m/ml}$$

$$N = 79425 \text{ N/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} M = 35671,50 \text{ N.m/ml} \\ N = 79425 \text{ N/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow e = \frac{M}{N} = 449,12 \text{ mm}$$

$$e > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$



$$A'_s = 4 \text{ HA14}$$

$$A_s = 5 \text{ HA14}$$

L'équation d'équilibre des moments /  $A_s$  avec  $x_2 < x < x_1$  :

$$\alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cu} \left( d - \alpha \frac{x}{2} \right) + (d - e) A'_s f_{su} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) ; \alpha \cdot x = 0,8 \cdot x$$

d'où l'équation :  $x^2 - 550x + 649,71 = 0$

La solution :  $x = 1,18 \text{ mm} < x_2$

On refait l'équation d'équilibre en remplaçant  $\alpha$  par :

$$\alpha \cdot x = 1,07x - 0,07d \quad , \quad \sigma'_s = f_{su}$$

d'où l'équation :  $x^2 - 440x + 6439,64 = 0$

La solution :  $x = 15,16$

Calcul de la force que la section peut supporter :

$$N_R = \alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cu} + A'_s \cdot f_{su} - A_s \cdot f_{su} = -4,2 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$N_R < N$  donc la section est non vérifiée

On augmente le ferrailage de l'armature comprimée, on prend :  $A'_s = 7 \text{ HA14} = 1077 \text{ mm}^2$

La position de l'axe neutre  $x$  :

L'équation d'équilibre des moments /  $A_s$ , en supposant que

$$x_2 < x < x_1 \quad \Rightarrow \quad \alpha \cdot x = 0,8 \cdot x$$

d'où l'équation :  $x^2 - 550x + 9424,56 = 0$

La solution :  $x = 17,70 \text{ mm} < x_2$

On refait l'équation en remplaçant  $\alpha \cdot x$  par  $1,07x - 0,07d$

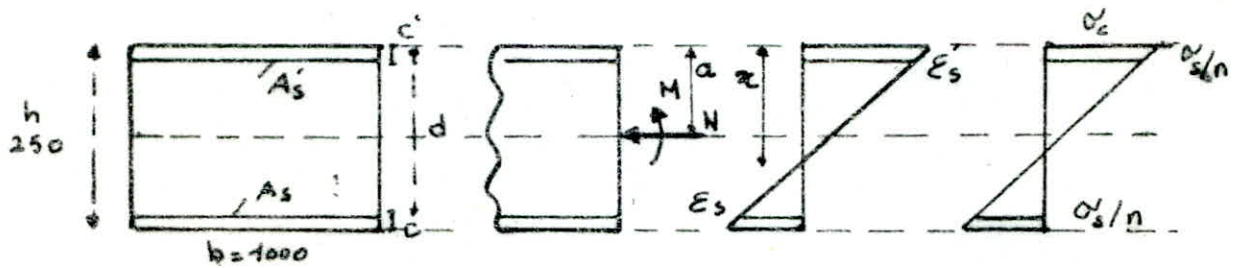
d'où l'équation :  $x^2 - 440x + 16394 = 0$

La solution :  $x = 27,63 \text{ mm}$

$$\Rightarrow N_R = 4,3 \cdot 10^7 \text{ N} > N$$

donc la section est vérifiée.

## Vérification à l'état de service:



$$d = h - c = 220 \text{ mm}$$

$$A'_s = 5 \text{ HA } 14 = 769 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 7 \text{ HA } 14 = 1077 \text{ mm}^2$$

$$M = 28129,10 \text{ N.m/ml}$$

$$N = 58250 \text{ N/ml}$$

On calcule la position de l'axe neutre en écrivant l'équilibre des moments / à l'axe neutre:

$$M_c + M'_s + M_s = N(x-a) + M$$

$$\text{d'où l'équation: } b \cdot \frac{x}{2} \cdot \sigma_c \cdot \left(\frac{2}{3}x\right) + \frac{\sigma'_s}{n} A'_s (x-c) + \frac{\sigma_s}{n} (d-x) \cdot A_s = N(x-a) + M$$

$$\text{avec: } \frac{\sigma'_s}{n} = \sigma_c \frac{x-c}{x}; \quad \frac{\sigma_s}{n} = \frac{d-x}{x} \sigma_c; \quad \sigma_c = \sigma_{c \text{ adm}}$$

$$\Rightarrow x^3 - 4,0746667x^2 - 3820x + 96306,666 = 0$$

$$\text{La solution: } x = 37,72 \text{ mm}$$

Vérification des contraintes:

$$\sigma'_s = 46,06 \text{ MPa} < \sigma'_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_s = 1087,21 \text{ MPa} > \sigma_{s \text{ adm}}$$

On calcule:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{c \text{ adm}}}{n} \frac{x}{d-x} = 2,43 \text{ MPa} < \sigma_{c \text{ adm}}$$

$$\sigma'_s = \sigma_{s \text{ adm}} \cdot \frac{x-c}{d-x} = 7,45 \text{ MPa} < \sigma'_{s \text{ adm}}$$

La force max que la section peut supporter est égale:

$$N_{Rs} = b \cdot \frac{x}{2} \cdot \sigma_c + A'_s \cdot \sigma'_s - A_s \cdot \sigma_s = -18377 \text{ N}$$

$$N_{Rs} < N \quad \text{non vérifiée.}$$

donc on augmente le ferraillement de l'armature  $A'_s$  à

$$A'_s = 7 \text{ HA } 14$$

L'équation d'équilibre des moment / axe neutre devienne:

$$x^3 - 5,188x^2 - 5785,07x + 15988,3 = 0$$

La solution :  $x = 77,82 \text{ mm}$

$$\sigma_c = \sigma_{c\text{adm}} = 15 \text{ MPa.}$$

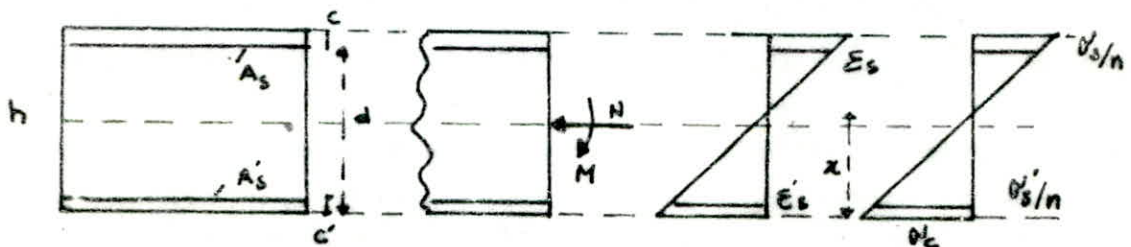
$$\Rightarrow \sigma_s' = 137,71 \text{ MPa} < \sigma_{s\text{adm}}$$

$$\sigma_s = 121,95 \text{ MPa} < \sigma_{s\text{adm}}$$

d'où  $N_{R_s} = 596873,52 \text{ N}$

$N_{R_s} > N$  ; donc la section est vérifiée

\* Vérification à l'action des moments négatifs:



$$A_s = A_s' = 711914 = 1077 \text{ mm}^2 ; M = 34584,40 \text{ N.m/ml}$$

$$d = h - c = 220 \text{ mm} ; N = 58250 \text{ N/ml}$$

La position de l'axe neutre d'après l'équation d'équilibre des moments / x

d'où l'équation :  $x^3 - 11,2192x^2 - 5568,33x + 9929,02$

La solution :  $x = 79,60 \text{ mm}$

$$\sigma_c = \sigma_{c\text{adm}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s' = 140,20 \text{ MPa} < \sigma_{s\text{adm}}$$

$$\sigma_s = 386,83 \text{ MPa} > \sigma_{s\text{adm}}$$

$$\sigma_s = \sigma_{s\text{adm}} = 176 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_c = 6,43 \text{ MPa} < \sigma_{c\text{adm}}$$

$$\sigma_s' = 62,18 \text{ MPa} < \sigma_{s\text{adm}}$$

d'où  $N_{R_s} = b \cdot \frac{x}{2} \cdot \sigma_c + A_s' \cdot \sigma_s' - A_s \cdot \sigma_s = 133340,44 \text{ N}$

$N_{R_s} > N$  donc la section est vérifiée

Vérification de la section à la 2<sup>ème</sup> section à (x=2m):

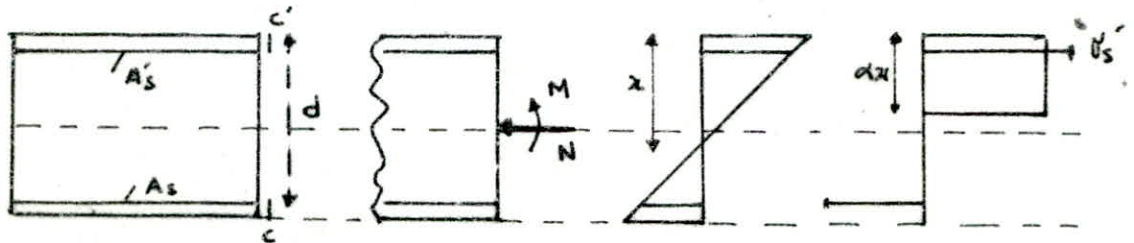
- Etat ultime: à l'action du moment positif:

$$M = 9378,71 \text{ N.m/ml}$$

$$N = 55550 \text{ N/ml}$$

L'excentricité :  $e = \frac{M}{N} = 168,83 > \frac{h}{2}$

⇒ La section est partiellement comprimée :



La position de l'axe neutre d'après l'équilibre des moments /  $A_s$

On suppose que  $x_2 < x < x_1$  ⇒  $\alpha \cdot x = 0,8 \cdot x$

d'où l'équation :  $x^2 - 550x + 3142,86 = 0$

La solution :  $x = 5,77 \text{ mm} < x_2$

On recalcule :  $x$  avec  $\alpha \cdot x = 1,07x - 0,07d$

⇒  $x^2 - 440x + 7882,42 = 0$

La solution :  $x = 18,71 \text{ mm}$

d'où  $N_{Rs} = 65603,20 \text{ N} > N$  ⇒ La section est vérifiée

- Action du moment négatif :

$M = 9289,70 \text{ N.m/ml}$

$N = 55550 \text{ N/ml}$

Excentricité :  $e = \frac{M}{N} = 167,23 \text{ mm} > \frac{h}{2}$

On suppose que  $x_2 < x < x_1$  ⇒  $\alpha \cdot x = 0,8 \cdot x$

L'équation des moments :  $x^2 - 550x + 1249,31 = 0$

⇒  $x = 2,28 \text{ mm} < x_2$

On recalcule  $x$  avec  $\alpha \cdot x = 1,07x - 0,07d$

⇒  $x = 18,68 \text{ mm}$

donc  $N_{Rs} = 65189,67 \text{ N} > N$  La section est vérifiée

Vérification à l'état de service :

- Action du moment positif :

$N = 45750 \text{ N/ml}$  ;  $\sigma_s = \sigma_{sadm} \Rightarrow \sigma_s \text{ et } \sigma_c$

$M = 9116,06 \text{ N.m/ml}$

⇒  $N_{Rs} > N_R$  : la section est vérifiée

- Action du moment négatif :

$N = 45750 \text{ N/ml}$

$M = 34584,40 \text{ N.m/ml}$

$\sigma_s = \sigma_{sadm} \Rightarrow \sigma_s \text{ et } \sigma_c$

⇒  $N_{Rs} > N$  : la section vérifiée

# - VI - Etude Hydrodynamique

## 1. Introduction:

Lorsqu'un réservoir couvert est entièrement plein, il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation. Du point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble fluide - réservoir constituait une masse unique. Par contre, dans les réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation de vagues en surface. Il suffirait d'un défaut de remplissage de 2% de la hauteur pour que les réservoirs se comportent comme des réservoirs à surface libre du point de vue de la formation des vagues.

L'étude hydrodynamique a pour but de déterminer les moments créés par l'éclatement des vagues sur la paroi, on pourra aussi déterminer la hauteur maximale de la vague, si celle-ci risque d'endommager la coupole, on augmentera la hauteur de sécurité. La méthode de calcul utilisée est la méthode de HOUZNER. Cette méthode est préconisée lors du calcul hydrodynamique des réservoirs peu profonds ( $h/R < 4,5$ ).

## 2. Méthode de HOUZNER:

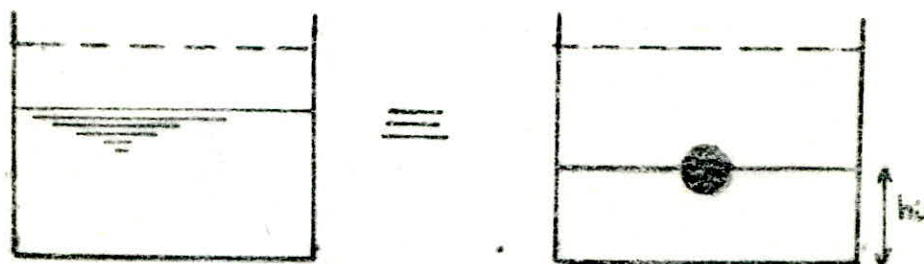
Dans cette méthode l'action du liquide est décomposée en deux types.

- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- Une action active provoquant des efforts d'oscillation.

### 2.1. Les efforts d'impulsion:

Ils proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système équivalent est obtenu en considérant une masse  $w_i$ , liée

rigidement au réservoir à une hauteur  $h_i$ , telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente. (figure 1)



- figure 1 -

### 2.9. Les efforts d'oscillation:

Ils proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme.

Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse  $W_0$  retenue par des ressorts de raideur  $k_0$  à un niveau  $h_0$  ou  $h_0'$  dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide.

Pour le calcul du moment de flexion, les seules actions prises en compte sont celles sur les parois, donc ce cas  $W_0$  est appliquée à un niveau  $h_0$ . (figure 2)

Pour le calcul du moment de renversement, on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir dans ce cas la masse  $W_0$  est appliquée à un niveau  $h_0'$ . (figure 3)

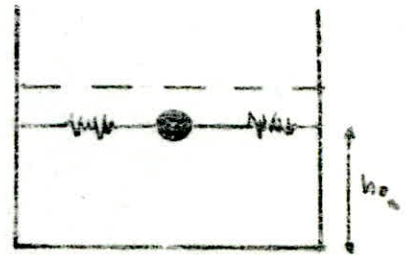
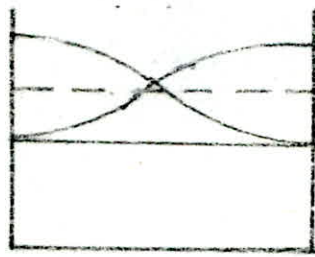


Figure 2

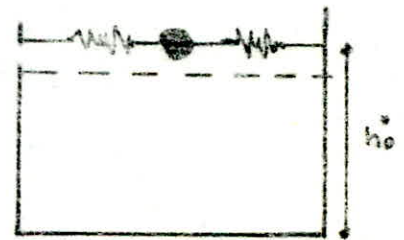
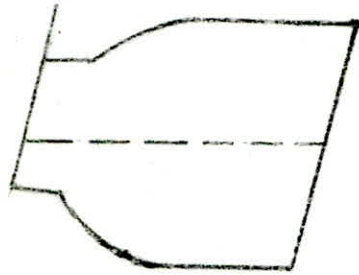


Figure 3

### 3. Principe de calcul:

#### 3.1. Actions d'impulsion:

Réservoir cylindrique soumis à une accélération maximum  $a_m$ :  
La résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion s'exerçant sur les parois du réservoir est:

$$P_i = 0_m \cdot W_i$$

#### 3.2. Actions d'oscillation:

La résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'oscillation est:

$$P_o = 1,2 \cdot W_o \cdot g \cdot \Phi_o \sin \omega_o t$$

$\Phi_o$ : angle d'oscillation exprimé en fonction du spectre d'accélération  $\delta$ ;  $\delta = \frac{\alpha \cdot a_m}{\omega_o^2}$ ;  $\alpha = f(f)$

$$\Phi_o = 1,534 \frac{S}{R} \text{th} \left( 1,84 \frac{h}{R} \right)$$

Lorsque  $P_o$  prend la valeur maximum  $\Rightarrow \sin \omega_o t = 1$

donc 
$$P_o = 1,2 \cdot W_o \cdot g \cdot \Phi_o$$

La période d'oscillation est:

$$T = K_T \sqrt{h}$$

$K_T$ : coefficient dépendant du rapport  $h/R$ , donné par l'abaque de l'ouvrage ("conception des structures soumises aux séismes" p.44)

La pulsation: 
$$\omega_o = \frac{2\pi}{T}$$

La fréquence 
$$f = \frac{1}{T}$$



La hauteur max d'oscillations est donnée par la formule :

$$d_{\max} = \frac{0,408R}{\left(\frac{g}{w_0^2 \phi_0 R} - 1\right) \cdot \text{th}\left(1,84 \frac{h}{R}\right)}$$

Application :

\* poids du réservoir

$$W_r = W_{\text{paroi}} + W_{\text{coupole}} + W_{\text{ceinture}} + W_{\text{surcharge}}$$

tous ces poids sont déjà été déterminés donc

$$W_r = 3,7 \cdot 10^6 \text{ N}$$

\* poids de l'eau

La masse volumique sera prise égale à  $1200 \text{ kg/m}^3$ , d'après le cahier de charge.

$$W_e = 2000 \cdot 1200 \cdot 10 = 2,4 \cdot 10^7 \text{ N}$$

\* poids total

$$W_t = W_r + W_e$$

$$W_t = 2,77 \cdot 10^7 \text{ N}$$

\* La masse inerte

$$W_i = W_e \frac{\text{th}\left(\sqrt{3} \frac{R}{h}\right)}{\sqrt{3} \frac{R}{h}} + W_r$$

$$W_i = 1,196 \cdot 10^7 \text{ N}$$

\* La masse oscillante :

$$W_0 = W_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R}{h} \text{th}\left(1,84 \frac{h}{R}\right)$$

$$W_0 = 1,020 \cdot 10^7 \text{ N}$$

1. Actions d'impulsion :

$$P_i = a_m \cdot W_0 \quad \text{avec } a_m = A \cdot B \cdot D \cdot Q ; A, B, D, Q = \text{coefficients}$$

A: Coefficient d'accélération de zone,

d'après le R.P.A 81 page 27:

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage I (ouvrage important)} \\ \text{zone II} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,25$$

B: facteur de comportement de la structure:

d'après le R.P.A 81 page 35

Les réservoirs font partie de la catégorie B

$$\Rightarrow B = 1/2$$

D: facteur d'amplification dynamique moyen

D est fonction de ( $\beta, T, \text{sol}$ ); d'après R.P.A 81 p 31

$\beta$ : amortissement = 10%

T: période = 2,94s

sol: meuble

$$\Rightarrow D = 1$$

Q: facteur de qualité,

d'après le R.P.A page: 39

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i q_i = 1 + 0,1 + 0,1$$

$$Q = 1,2$$

$$\text{d'où } a_m = A.B.D.Q = 0,25 \cdot 1/2 \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,15 \text{ m/s}^2$$

$$P_i = a_m W_i = 0,15 \cdot 1,196 \cdot 10^7$$

$$P_i = 1,794 \cdot 10^6 \text{ N}$$

- Calcul du moment de flexion dû à  $P_i$ :

$$M_{fi} = P_i \cdot h_i \quad \text{avec } h_i = \frac{3}{8} h = 2,25 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_{fi} = 4,036 \cdot 10^6 \text{ N.m}$$

- Calcul du moment de renversement dû à  $P_i$ :

$$M_{ri} = P_i \cdot h_i' \quad \text{avec } h_i' = \frac{h}{8} \left[ \frac{4\sqrt{3} R/h}{\text{ch}(\sqrt{3} R/h)} - 1 \right] = 7,96 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_{ri} = 1,428 \cdot 10^7 \text{ N.m}$$

2. Actions d'oscillation

$$P_0 = 1,2 W_0 g \cdot \phi_0 \quad \text{avec } \phi_0 = 1,534 \frac{S}{R} \text{th} \left( 1,84 \frac{h}{R} \right)$$

$$\text{et } \delta = \frac{\alpha \cdot a_m}{\omega_0^2}$$

$$T = K_T \sqrt{h} = 1,2 \sqrt{6} = 2,94 \text{ s}$$

$$\omega_0 = \frac{2\pi}{T} = 2,13 \text{ rad/s}$$

$$f = \frac{1}{T} = 0,34 \Rightarrow \alpha = 0,25 \Rightarrow \delta = 0,008$$

$$\text{d'où } \phi_0 = 0,0009$$

$$\Rightarrow P_0 = 1,08 \cdot 10^5 \text{ N}$$

- Calcul du moment de flexion dû à  $P_0$

$$M_{f0} = P_0 \cdot h_0 \quad \text{avec } h_0 = \left[ 1 - \frac{\text{ch}(1,84 h/R) - 1}{1,84 h/R \cdot \text{sh}(1,84 h/R)} \right] \cdot h = 3,27 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_{f0} = 3,53 \cdot 10^5 \text{ N.m}$$

- Calcul du moment de renversement dû à  $P_0$ :

$$M_{r0} = P_0 \cdot h_0 \quad \text{avec } h_0 = \left[ 1 - \frac{Ch(1,84 \sqrt{R}) - 2,01}{1,84 \sqrt{R} \cdot Sh(1,84 \sqrt{R})} \right] \cdot h = 7,36 \text{ m}$$

$$\text{donc } M_{r0} = 7,94 \cdot 10^6 \text{ N.m}$$

La hauteur max d'oscillation  $d_{\max}$  est:

$$d_{\max} = 2,13 \text{ cm}$$

Or on a une hauteur de sécurité de 80cm à respecter

donc  $d_{\max} < 80 \text{ cm}$ .

### 3. Résultats finaux:

effort tranchant :  $T = P_0 + P_i = 1,90 \cdot 10^6 \text{ N}$

Moment de flexion :  $M_f = M_{f0} + M_{fi} = 4,38 \cdot 10^6 \text{ N.m}$

Moment de renversement :  $M_r = M_{r0} + M_{ri} = 1,50 \cdot 10^7 \text{ N.m}$

### 4. Vérification à la stabilité:

moment stabilite :  $M_{st} = W \cdot R_{ext}$

$W$ : masse du reservoir ;  $R_{ext}$ : rayon extérieur

$$\text{donc } M_{st} = 3,74 \cdot 10^7 \text{ N.m}$$

Le coefficient de sécurité  $S$ :

$$S = \frac{M_{st}}{M_r} = \frac{3,74 \cdot 10^7}{1,50 \cdot 10^7} = 2,4 > 1,5$$

donc la stabilité est vérifiée.

### 5. Vérification à l'encastrement (Paroi-radier)

Cette section est la plus dangereuse, étant la plus sollicitée sous l'effet hydrodynamique de l'eau. On doit la vérifier au cisaillement et à la flexion.

#### - Vérification au cisaillement:

$$\tau_b = \frac{1,4T}{A} \quad (\text{d'après Le R.P.A 81 page 64})$$

$$A = \pi (R_{ext}^2 - R_{int}^2) = 1,6 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

$$\text{donc } \tau_b = 0,16 \text{ MPa} < 0,12 f_{c28} \quad \text{avec } 0,12 f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

#### - Vérification à la flexion:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_f}{W}$$

$$N = 3,7 \cdot 10^6 \quad ; \quad J = \frac{\pi}{64} (D_{ext}^4 - D_{int}^4) = 8,15 \cdot 10^{14}, \quad W = \frac{J}{R} = 8,15 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_f = 4,38 \cdot 10^6 \text{ N.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{3,7 \cdot 10^6}{1,6 \cdot 10^7} + \frac{4,38 \cdot 10^6}{8,15 \cdot 10^6} = 0,28 \text{ MPa} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{3,7 \cdot 10^6}{1,6 \cdot 10^7} - \frac{4,38 \cdot 10^6}{8,15 \cdot 10^6} = 0,17 \text{ MPa} < \sigma_{adm}$$

## III - Fondation

### 1. Calcul de la capacité du sol.

La capacité portante du sol est la charge maximale par unité de surface, supportée par le sol sans qu'il y ait rupture.

Elle peut être calculée à partir des essais in-situ (à l'aide de pressiomètre, pénétromètre statique ou dynamique), ou à partir des essais de laboratoire.

Au cas où l'on dispose des caractéristiques du sol, on peut calculer la contrainte à la rupture de celui-ci, d'après la formule suivante:

$$P_r = 0,6 \cdot \gamma \cdot R \cdot N_\gamma + 1,3 C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$$

$\gamma$ : poids spécifique du sol

$R$ : rayon du radier

$D$ : profondeur du radier

$N_\gamma$ ,  $N_c$  et  $N_q$ : coefficients dépendant de l'angle de frottement  $\phi$

La contrainte admissible sera calculée par

$$P_{adm} = \frac{P_r}{F_s}$$

$F_s$ : coefficient de sécurité

D'après Terzaghi  $F_s = 3$

Puisque on ne dispose pas des caractéristiques du sol, on prend une contrainte admissible faible correspondant à un sol de propriété défavorable:

$$P_{adm} = 0,15 \text{ MPa}$$

### 2. Calcul de la hauteur du radier:

La hauteur du radier doit être choisie de telle façon à:

- éviter le poinçonnement
- assurer la rigidité

Verification au poinçonnement

Il faut que la relation donnée par (BREL A-5.2.4) soit vérifiée :

$$Q \leq 0.045 \cdot \gamma \cdot h \cdot f_{c28}$$

$Q$ : le poids du réservoir vide

$\gamma$ : la somme des périmètres des cotés extérieur et inférieur de la paroi en tenant compte de la diffusion.

$h$ : hauteur du radier

$$\gamma = 2\pi \left[ \left( r_2 + \frac{h}{2} \right) + \left( r_1 - \frac{h}{2} \right) \right] = 2\pi [r_1 + r_2]$$

d'où  $\gamma = 127,23 \text{ m}$

$Q = 5032 \text{ kN}$ . (Voir ferrailage vertical) de

$$\Rightarrow h \geq \frac{Q}{0.045 \cdot \gamma \cdot f_{c28}}$$

d'où  $h \geq 36 \text{ mm}$ .

\* la hauteur  $h$  doit vérifier la condition suivante:

$$h \leq \frac{D}{40}$$

$D$ : diamètre du réservoir

on prend  $h = 50 \text{ cm}$ .

### 3. Vérification de la contrainte du sol:

Il faut que la contrainte du sol soit inférieure ou égale à la contrainte admissible

c. à d

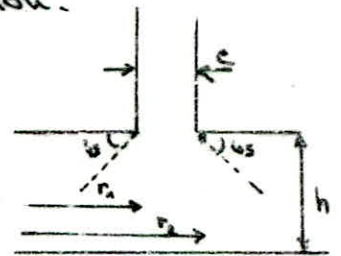
$$P = \frac{Q}{\pi R^2} \leq P_{adm}$$

$Q$ : la charge totale du réservoir plein avec le radier

$R$ : rayon du radier

$Q = 28400 \text{ kN}$ ,

d'où  $P = \frac{2,84 \times 10^7}{3,14 \times (10800)^2} = 0,07 \text{ MPa} < P_{adm}$



#### 4. Calcul du radier:

On considère le radier comme une plaque mince circulaire.

Son étude et ses liaisons avec la paroi, nécessitent une prise en compte des caractéristiques du terrain. La détermination exacte du diagramme des réactions du sol est assez compliquée, car elle dépend de la profondeur et de l'élasticité de la structure ainsi que de l'élasticité et la nature du sol.

La théorie des plaques sur le sol élastique est généralement la plus utilisée lors du calcul des radiers.

On choisit a priori un diagramme des contraintes de sol, linéaire et uniforme en veillant à ce que les éléments de réduction associés à ce diagramme, redonnent bien l'aplomb de chaque point porteur. Un radier est en général calculé comme un plancher renversé.

Deux cas d'étude sont considérés:

1<sup>er</sup> cas: réservoir plein

Le radier est soumis à la réaction du sol, diminué de son poids propre et de la surcharge de l'eau

2<sup>ème</sup> cas: réservoir vide

Le radier est soumis à la réaction du sol, diminué de son poids propre.

Les calculs seront exécutés dans les conditions du second cas, car le radier y est plus sollicité que dans le premier cas où le radier n'est soumis qu'à une compression simple.

Pour le calcul, on considère une charge triangulaire, nulle au centre et maximale aux bords.

le cas d'une charge uniforme

$$q_0 = \frac{Q}{S}$$

Q: charge totale du réservoir vide

S: surface du radier

le cas d'une charge triangulaire, on a alors

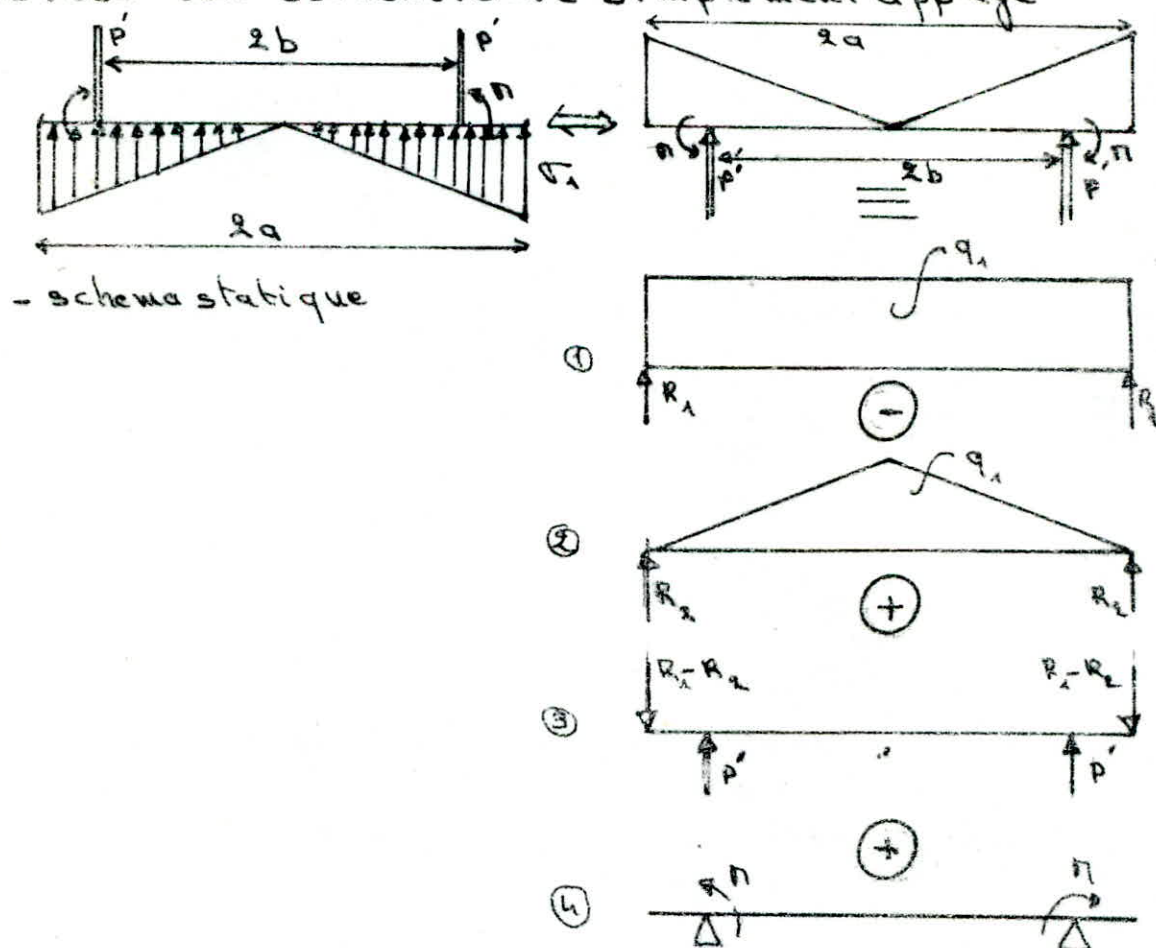
$$q_1 = 1,5 q_0$$

d'où le tableau:

	E.L.U	E.L.S
Q [kN]	5053	3706
$q_0$ [kN/m]	13,79	10,11
$q_1$ [kN/m]	20,68	15,17

#### 4.1. Calcul des efforts:

Le réservoir est considéré simplement appuyé



On applique la superposition des 4 cas et on détermine les éléments de réductions

$$\text{d'où } M_r = \Pi_r^{(1)} - \Pi_r^{(4)} + M_r^{(2)} + \Pi_r^{(4)}$$

$$M_\varphi = M_\varphi^{(1)} - M_\varphi^{(4)} + M_\varphi^{(2)} + \Pi_\varphi^{(4)}$$

$M_r$ : moment radial par unité de longueur de cercle

$M_\varphi$ : moment tangentiel par unité de longueur de diamètre

D'après les tables de Dares, on a:

① cas plaque circulaire, chargée d'une façon uniforme

$$M_r^{(1)} = \frac{q \cdot a^2}{16} (3 + \mu) (1 - \rho^2)$$

$$M_\varphi^{(1)} = \frac{q \cdot a^2}{16} [3 + \mu - (1 + 3\mu) \rho^2]$$

② cas plaque circulaire, chargée d'une façon triangulaire

$$\Pi_r^{(4)} = \frac{q \cdot a^2}{720} [71 + 23\mu - 45(3 + \mu) \rho^2 + 16(4 + \mu) \rho^3]$$

$$\Pi_\varphi^{(4)} = \frac{q \cdot a^2}{720} [71 + 23\mu - 45(1 + 3\mu) \rho^2 + 16(1 + 4\mu) \rho^3]$$

③ cas d'une plaque circulaire chargée d'une façon concentrique

- partie où  $r \leq b$

$$\Pi_r^{(2)} = -\frac{p \cdot b}{4\rho} [(1 - \mu)(\rho^2 - 1) + 2(1 + \mu)\rho^2 \ln(\rho)]$$

$$\Pi_\varphi^{(2)} = -\frac{p \cdot b}{4\rho} [(1 - \mu)(\rho^2 - 1) + 2(1 + \mu)\rho^2 \ln(\rho)]$$

- partie où  $r > b$

$$M_r^{(2)} = \frac{p \cdot b}{4\rho} [((1 - \mu) - 2(1 + \mu)\rho^2 \ln(\rho)) - (1 - \mu)\left(\frac{\rho}{\beta}\right)^2 + 2(1 + \mu)\rho^2 \ln(\rho)]$$

$$\Pi_\varphi^{(2)} = \frac{p \cdot b}{4\rho} [((1 - \mu) - 2(1 + \mu)\rho^2 - 2(1 + \mu)\rho^2 \ln(\rho)) + (1 - \mu)\left(\frac{\rho}{\beta}\right)^2 + 2(1 + \mu)\rho^2 \ln(\rho)]$$

④ cas d'une plaque circulaire chargée par un moment

- partie  $r \leq b$

$$\Pi_r^{(4)} = -\frac{\Pi}{2} \left[ (1 + \mu) + \frac{1}{\beta^2} (1 - \mu) \right]$$

$$M_\varphi^{(4)} = -\frac{\Pi}{2} \left[ (1 + \mu) - \frac{1}{\beta^2} (1 - \mu) \right]$$

- partie où  $r > b$

$$\Pi_r^{(4)} = \frac{-\Pi(1 - \mu)}{2\beta^2} \left( 1 - \frac{\beta^2}{\rho^2} \right)$$

$$\Pi_\varphi^{(4)} = -\frac{\Pi(1 - \mu)}{2\beta^2} \left( 1 + \frac{\beta^2}{\rho^2} \right)$$

avec  $\beta = \frac{b}{a}$  et  $\rho = \frac{r}{a}$

$b$ : rayon moyen du réservoir.

$a$ : rayon du bord extérieur du radiateur = 10,8 m

= 10,125 m



$r = \text{rayon au point considéré}$

• Calcul : P

$$P = R_1 - R_2$$

$$R_1 = q \cdot \frac{\pi a^2}{2\pi a} = q \cdot \frac{a}{2}$$

$$R_2 = q \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{2\pi a}{3 \times 2\pi a} = q \cdot \frac{a}{6}$$

d'où  $P = q \cdot \frac{a}{3}$

d'où les tableaux pour différents cas :

- à l'état ultime :  $q = 20.68 \text{ kN/m}^2$   $M = 38000.80 \text{ N.m}$   $\mu = 0.0$

		cas(1)	cas(2)	cas(3)	cas(4)	Total.
$r=0$	$M_r$	452272	237861	0	0	214410
	$M_y$	452272	237861	0	-2300.83	212109
$r=1.8$	$M_r$	439709	226251	0	0	213418
	$M_y$	448084	233922	0	-2300.83	211861
$r=3.6$	$M_r$	402019	195550	0	0	206469
	$M_y$	435521	223056	0	-2300.83	210124
$r=5.4$	$M_r$	339204	151595	0	0	187609
	$M_y$	414582	206872	0	-2300.83	205409
$r=7.2$	$M_r$	251262	100381	0	0	150881
	$M_y$	385268	186740	0	-2300.83	156227
$r=9.0$	$M_r$	138194	47863.9	0	0	90330.3
	$M_y$	347579	164180	0	-2300.83	181089
$r=10.8$	$M_r$	0	0	2404.05	-2617.83	-213.783
	$M_y$	301514	160707	-152328	-40618.6	-32138.5

- état service:  $q_s = 15.71 \text{ kN/m}^2$   $M = 28129 \text{ N.m}$   $\mu = 0.2$

		cas (1)	cas (2)	cas (3)	cas (4)	Total
$r=0$	$M_r$	366483	195458	0	0	171025
	$M_\varphi$	320673	195458	0	-6988.32	118227
$r=1.8$	$M_r$	356303	186069	0	0	170234
	$M_\varphi$	319400	196707	0	-6988.32	121705
$r=3.6$	$M_r$	325763	161072	0	0	164691
	$M_\varphi$	315583	177812	0	-6988.32	130782
$r=5.4$	$M_r$	274862	125215	0	0	149647
	$M_\varphi$	309220	158809	0	-6988.32	143422
$r=7.2$	$M_r$	203602	83250.4	0	0	120351
	$M_\varphi$	300312	135734	0	-6988.32	157590
$r=9.0$	$M_r$	111981	39928.5	0	0	72052.4
	$M_\varphi$	288860	110624	0	-6988.32	171248
$r=10.8$	$M_r$	0	0	1461.03	-1550.23	-89.1958
	$M_\varphi$	274862	85512.7	-92575.1	-24053.5	72720.9

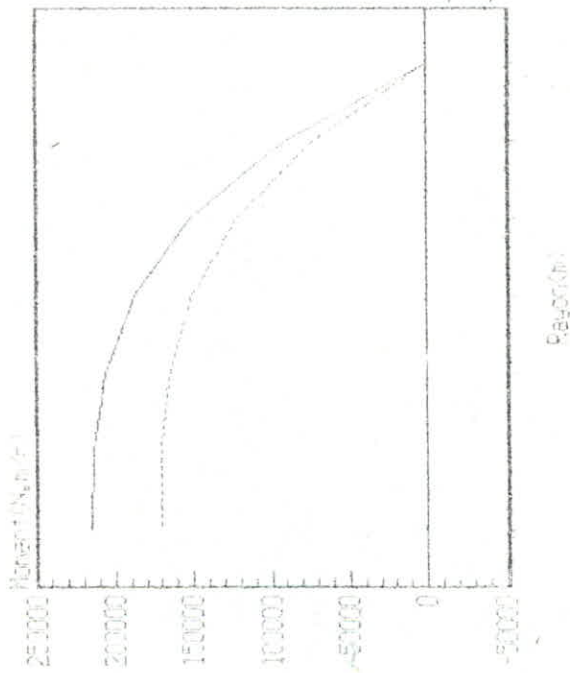
#### 4.2. Calcul du ferrailage:

On calcule les ferrailages selon les moments les plus sollicitants dans chaque section:

Comme les moments radiaux et tangentiels sont exprimés par unité de longueur, on calculera les sections des armatures inférieures et supérieures, en considérant une flexion simple sur une section rectangulaire, dont la hauteur est celle du radier et dont la largeur vaut un mètre.

D'après les diagrammes des moments, on constate que la section la plus sollicitée, est au centre du radier. (Voir Figure III.4.1)

Programme des moments flexibles  
 A moment at start of time  
 B moment at end of service



Programme des moments flexibles  
 A moment at start of time  
 B moment at end of service

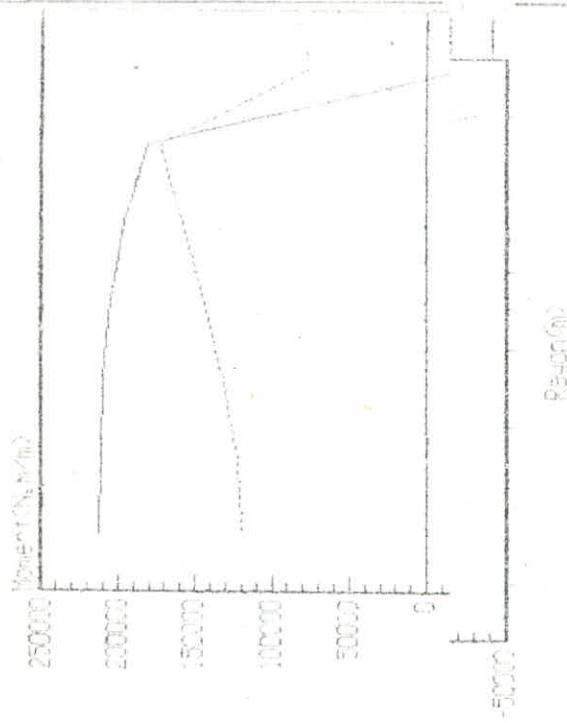
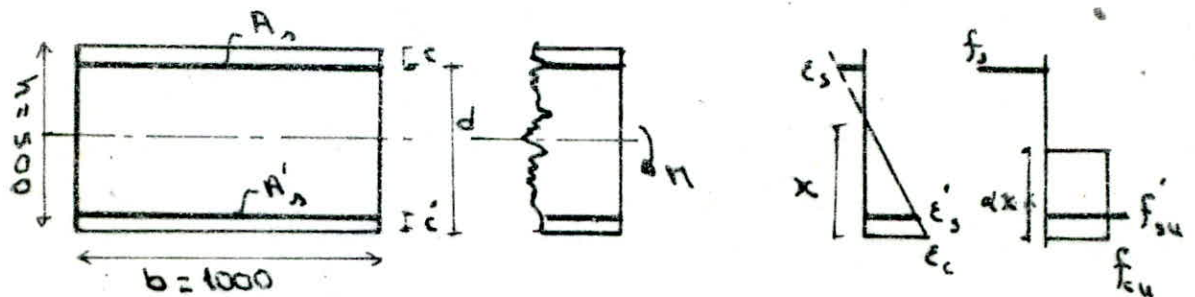


Figure (VII-4-1)

a) Cas: ferrailage radial

1°) Détermination à l'état ultime



$$M = 214410 \text{ N.m}$$

$$\text{impose } c = c' = 50 \text{ mm}$$

$$d = h - c = 450 \text{ mm}$$

$$A_{s, \text{min}} = 8 \text{ HA } 25 = 3926 \text{ mm}^2$$

$x$ : position de l'axe neutre.

à la limite  $x \leq h$ .

On calcule le moment max que la section peut supporter par rapport à  $A_s$ ,

$$M_{\text{max}} = \alpha x b f_{cu} (d - \alpha x / 2) + A'_{s, \text{min}} f_{su} (d - c'), \text{ avec } \alpha = 0,8$$

$$= 1926739,2 \text{ N.m} > M_s$$

donc la section est partiellement comprimée

$$x_1 = \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}} d = 0,668 d = 300,6 \text{ mm}$$

On calcule le moment  $M_1$  dans le cas où  $x = x_1$

$$M_1 = \alpha x_1 b f_{cu} (d - \alpha x_1 / 2) + A'_{s, \text{min}} f_{su} (d - c')$$

$$= 1672568,9 \text{ N.m} > M_s$$

$$x_2 = 0,259 d = 116,55 \text{ mm.}$$

On calcule le moment résistant  $M_2$  dans le cas où  $x = x_2$ ,

dans ce cas  $\alpha x_2 = 1,07 x_2 = 0,07 d$

$$M_2 = \alpha x_2 \cdot b \cdot f_{cu} (d - \alpha x_2 / 2) + A'_{s, \text{min}} f_{su} (d - c')$$

$$= 1239965,82 \text{ N.m} > M_s$$

$$x_3 = \frac{f_{su} d + 2000c}{2000 + f_{su}} = 109,23 \text{ mm}$$

On calcule le moment résistant  $M_3$  dans le cas où  $x = x_3$

on prend ce cas  $\alpha x_3 \geq 1.07 x_3 - 0.07 d$  et  $f'_{su} \geq f'_s = 2000 \frac{x_3 - c'}{d - x_3}$

d'où  $M_3 = 4040364,57 \text{ N.m} > M_s$

On calcule la position de l'axe neutre en écrivant l'équilibre des moments /  $A_s$

$\alpha x b f_{cu} (d - 0,5 \alpha x) + 2000 \frac{x - c'}{d - x} A'_{s \text{ min}} (d - c') = M_s$   
d'où l'équation

$$x^3 - 1320 x^2 + 843380 x - 42720000 = 0$$

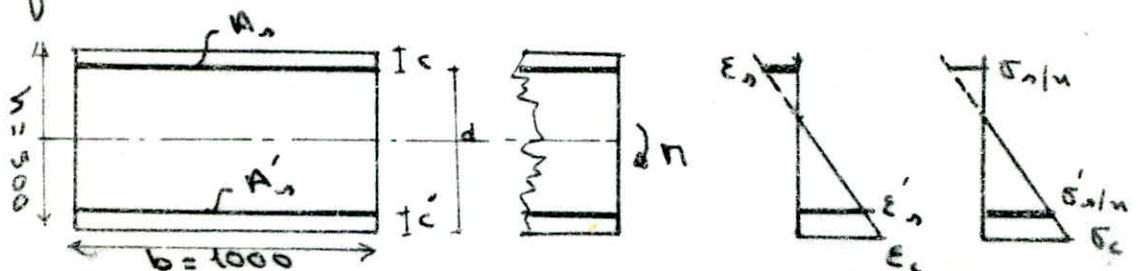
la solution  $x = 55,23 \text{ mm}$ .

D'après l'équation d'équilibre des forces, on détermine la section de l'armature tendue  $A_s$ .

d'où  $A_{s \text{ nec}} = \frac{\alpha x b f_{cu}}{f_{su}} + \frac{A'_{s \text{ min}} \sigma'_s}{f_{su}} = 1425 \text{ mm}^2$

$A_s = 5 \text{ HA } 20$

Vérification à l'état service.



$M_s = 171025 \text{ N.m}$

$A'_s = 8 \text{ HA} = 3926 \text{ mm}^2$

$A_s = 5 \text{ HA } 20 = 1570 \text{ mm}^2$

On calcule la position de l'axe neutre en écrivant l'équation d'équilibre des forces.

on a  $\sigma'_s/n = \sigma_c \frac{x - c'}{x}$  et  $\sigma_s/n = \frac{d - x}{x}$

d'où  $b \sigma_c \frac{x}{2} + \sigma'_s/n A'_s - A_s \sigma_s/n = 0$

$\Leftrightarrow x^2 + 10,992 x - 120,37 = 0$

la solution  $x = 6,74 \text{ mm}$ .

d'où  $x < c'$

$\Rightarrow \sigma'_s = \sigma_s \frac{c' - x}{d - x}$  et  $\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \frac{x}{d - x}$



$$\sigma_s = 176 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_c = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = 17,16 \text{ MPa}$$

d'où le moment max au quel la section peut résister / x

$$M_{R3} = b \sigma_c \frac{x^2}{3} + \sigma'_s / n A'_s (c' - x) + \sigma_s / n A_s (d - x)$$

$$= 8361,68 \text{ N.m} < M_s \text{ (non vérifié)}$$

donc on redimensionne à l'état service.

On détermine la position de l'axe neutre en écrivant l'équilibre des moments /  $A_s$

$$b \sigma_c \frac{x}{2} (d - \frac{x}{3}) + A'_s \sigma'_s / n (d - c') = M_s$$

$$\text{avec } \sigma'_s / n = \sigma_c \frac{x - c'}{x}$$

$$\text{d'où l'équation } x^3 - 1350x^2 + 58987,6x + 471120 = 0$$

$$\text{la solution } x = 52,38 \text{ mm.}$$

On détermine la section de l'armature tendue d'après l'équilibre des forces:

$$b \sigma_c \frac{x}{2} + A'_s \sigma'_s / n - A_s \sigma_s / n = 0$$

$x > 0$ , donc on prend  $\sigma_s = \sigma_{s,adm}$

$$\Rightarrow \sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \frac{x}{d - x} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = \sigma_s \frac{x - c'}{d - x} = 1,05 \text{ MPa}$$

d'où

$$A_{s,nec} = (nb \sigma_c \frac{x}{2} + A'_s \sigma'_s) / \sigma_s$$

$$= 3460 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 8 \text{ HA 25.}$$

b) cas: ferrailage tangentiel.

$$M_{ss} = 118226,7 \text{ N.m (service)}$$

$$M_{su} = 212110 \text{ N.m (ultime)}$$

Comme le moment tangentiel maximum est à peu près égal au moment radial maximum à l'état ultime et qu'à l'état service il lui est très inférieur, alors on peut envisager l'utilisation, du même ferrailage, dans le cas, utilisé pour le premier cas.

# CONCLUSION

L'objectif principal de notre projet est l'étude technique d'un réservoir d'eau semi-enterré projeté dans la ville de MEFTAH.

L'étude comprend deux parties, la première traite le côté hydraulique, où nous avons dimensionné l'adduction, réservoir et le réseau de distribution. La seconde partie est consacrée au calcul et ferrailage des différents éléments du réservoir (coupole, paroi, radier) selon les règles du B-A .E.L.83 qui permettent la réalisation d'un ouvrage économique.

Au cours de notre étude nous avons rencontré des problèmes où figure par exemple : L'inconvénient de dénivellation que présente le plan topographique et l'emplacement de l'ancien réservoir qui n'alimente pas les points les plus hauts, comme solution nous avons proposé de diviser la ville en deux zones (2 réservoirs de distribution). Pour l'adduction on a opté pour deux conduites en série, la première d'un diamètre de 250mm et la deuxième de 300mm de diamètre pour but d'obtenir la perte de charge voulue entre le réservoir de stockage (source) et le réservoir projeté. Dans la deuxième partie on a procédé à l'étude de la paroi et la fondation à partir des caractéristiques du sol dans les cas défavorables à cause de l'absence des caractéristiques propres.

Enfin on souhaite que cette présente étude puisse servir de référence pour la réalisation du projet.

---

ANNEXE

---



```

*****
* PROGRAMME DE CALCUL DES EFFORTS(moments,efforts tranchants, *
* et efforts tangentiels) du a la poussée de l'eau *
*****

```

```

U=Coefficient de poisson
Q=Coefficient de securité
EN=Module d'élasticité du béton[N/m^2]
MV=Masse volumique de l'eau[Kg/m^3]
H=Hauteur du paroi [m]
R =Rayon du paroi [m]
E =Epaisseur du paroi [m]
READ EP,Q,R,U,H,MV,EN
DATA 0.25,1,10,0.2,6,1000,32164.2E6
D=EN*EP^3/(12*(1-U^2))
BI=((3*(1-U^2))^(1/4))/((R*EP)^0.5)
P=9.81*MV*H*Q
A=P*R^2/(EN*EP)
B=A*(1-(BI*H)^-1)
PRINT USING" Masse volumique = ####.### ",MV
PRINT USING" Coefficient de poisson = ####.### ",U
PRINT USING" Coefficient de securite = ####.### ",Q
PRINT " "

X=0
IF X>H THEN GOTO 1001
GOSUB 240
PRINT " Hauteur Moment effor tranc effor tange "
PRINT " [m] [N/m] [ N ] [ N ] "
PRINT " "
PRINT USING" ###.## #####.## #####.## #####.##";X,M,T,N
X=X+0.25
GOTO 170
G=-2*D*BI^2*EXP(-BI*X)
K=B*COS(BI*X)-A*SIN(BI*X)
G=G*K
G=2*D*(BI^3)*EXP(-BI*X)
K=(A+B)*COS(BI*X)+(B-A)*SIN(BI*X)
T=G*K
N=-P*R*(EXP(-BI*X)*(COS(BI*X)+(1-(BI*H)^-1)*SIN(BI*X))-(H-X)/H)
RETURN
END

```

\*\*\*\*\*  
 \* PROGRAMME DE CALCUL DES EFFORTS(moments ,efforts tranchants , \*  
 \* et efforts tangentiels),du a la poussée de terre \*  
 \*\*\*\*\*

R=Rayon du paroi[m]  
 EP=Epaisseur du paroi[m]  
 OS=Coefficient de poussée du terre  
 QS=Coefficient de securité pour la charge variable  
 S1=Surcharge[N/m^2]  
 EN= Module de l'élasticité [N/m^2]  
 U=Coefficient de poisson  
 Q=Coefficient de securité pour la charge permanente  
 READ Q,U,EN,S1,OS,KA

EP=0.25  
 R=10  
 H=6  
 MV1=20000  
 MV=MV1\*Q  
 DATA 1.35,0.0,36164.2E6,20000,1.500,0.33  
 D=EN\*EP^3/(12\*(1-U^2))  
 S=S1\*OS

BI=(3\*(1-U^2))^0.25/((R\*EP)^0.5)  
 A=(S+MV\*H)\*(KA\*R^2)/(EN\*EP)  
 B=-KA\*MV\*R^2/(BI\*EN\*EP)+A  
 PRINT USING "Masse volumique = ####.###",MV1  
 PRINT USING"La surcharge =####.###",S1  
 PRINT USING"Co de se po sur =####,##",OS  
 PRINT USING"co de se po rem =####,###",Q

PRINT"  
 X=0  
 IF X > H THEN GOTO 310  
 GO SUB 250  
 PRINT" HAUTEUR MOMENT EFtr EFTc"  
 PRINT" [m] [N.m/m] [N/m] [N/m]"  
 PRINT"  
 PRINT USING"###.### #####.## ####.## #####.##",X,M,T,N

X=X+0.5  
 GOTO 170  
 M=2\*D\*(BI^2)\*EXP(-BI\*X)  
 B=B\*COS(BI\*X)-A\*SIN(BI\*X)  
 M=MAG  
 T=-2\*D\*(BI^3)\*EXP(-BI\*X)  
 K=(A+B)\*COS(BI\*X)+(B-A)\* SIN(BI\*X)  
 T=T\*K  
 N=(EN\*EP/R)\*EXP(-BI\*X)\*(A\*COS(BI\*X)+B\*SIN(BI\*X))  
 N=N-R\*KA\*(S+MV\*(H-X))  
 RETURN  
 END

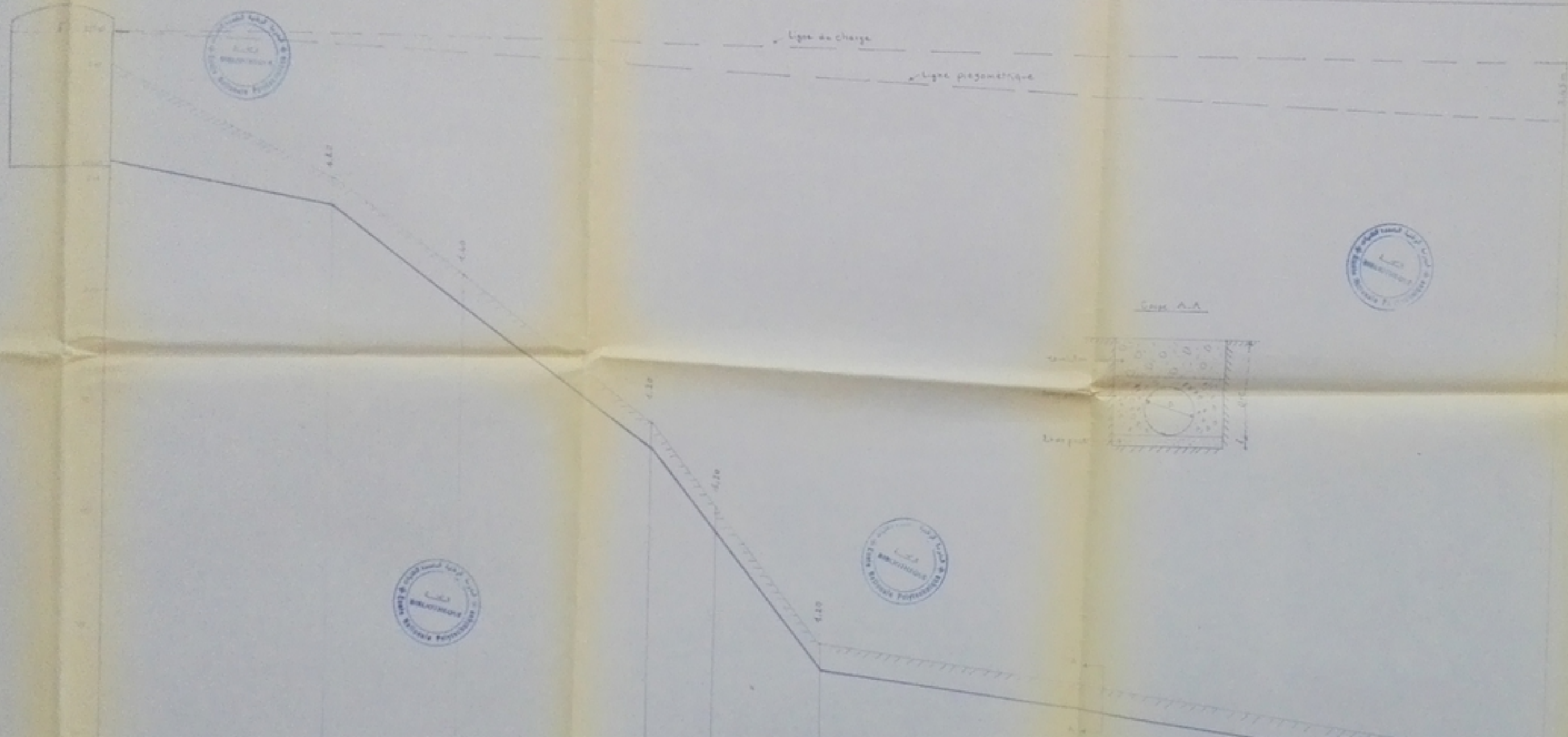
```

! *****
! * PROGRAMME DE CALCUL DES MOMENTS RADIALS ET TANGENTIELS *
! *****
!
! V=Coefficient de poisson
! Q=La charge specifique[N/m^2]
! M=Moment d'encastrement(cas reservoir vide) en [N.m]
! A=Rayon du radier[m]
! B=Rayon moyen du resrvoit[m]
! READ A,B,Q,M,V
! DATA 10.8,10.125,20.68E3,38000.80,0.00
0 R=B/A
0 P=Q*A/3
0 RI=0
0 M#="Mom.Rad"
0 N#="Mom.Tan"
0 PRINT USING"Coef.de poi = ####.##",V
0 PRINT USING"La charge[N/m^2] = #####.##",Q
0 PRINT USING"Moment encas[N.m] = #####.##",M
0 PRINT" "
0 PRINT" RI Cas(1) Cas(2) Cas(3) Cas(4) "
0 RI>A THEN 370
0 D=RI/A
0 GOSUB 290
0 MV=M1-M2+M3+M4
0 MF=N1-N2+N3+N4
0 PRINT RI,M#,M1,M2,M3,M4,MV
0 PRINT RI,N#,N1,N2,N3,N4,MF
0 RI=RI+1.8
30 GOTO 200
90 M1=Q*A^2/16*(3+V)*(1-D^2)
10 N1=Q*A^2/16*(3-V-(1-3*V)*D^2)
0 M2=(71+29*V-45*(3+V)*D^2+16*(4+V)*D^3)*Q*A^2/720
20 N2=(71+29*V-45*(1+3*V)*D^2+16*(1+4*V)*D^3)*Q*A^2/720
30 IF RI>B THEN 390
40 M3=(-V)*(R^2-1)+2*(1+V)*R^2*LN(R))*(-P*B)/(4*R)
50 N3=N3
60 M4=-M/2*((1+V)+(1-V)*R^-2)
70 N4=-M/2*((1+V)-(1-V)*R^2)
80 GOTO 450
90 M3=((1-V)-2*(1+V)*R^2*LN(R))-(1-V)*(R/D)^2+2*(1-V)*R^2*LN(D))*P/R/4
0 N3=((1-V)-2*(1-V)*R^2-2*(1+V)*R^2*LN(R))+(1-V)*(R/D)^2*(1+V)*R^2*LN(D)
0 N3=P*B/(4*R)*N3
0 M4=-M/2*(1-V)*R^-2
40 N4=M4*(1+(R/D)^2)
0 M4=M4*(1-(R/D)^2)
0 RETURN
0 END

```

# BIBLIOGRAPHIE

- Hydraulique urbaine tome II (DUPONT).
- Distribution des eaux (GOMELLA).
- Traité du béton armé tome III, V, VI (GUERRIN)
- Calcul des ouvrages en béton armé (BELAZOUGUI)
- Cours du béton armé tome I, (FARKAS)
- Théories des plaques et Coques (TIMOSHENKO)
- Statique et dynamique des Coques (FLÜGGE)
- Mécanique des sols (SANGLERAT).
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes conformément aux règles (R.P.A.81)
- R.P.A. 81
- Tables de Barres
- Calcul du béton armé selon les règles (B.A.E.L. 80)



NOM DES POINTS	1	2	3	4	5	6
DISTANCES PARTIELLES (m)		25		80		35
DISTANCES CUMULEES (m)			25	105	140	175
COTE DU TERRAIN (m)	4.17	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10
COTE DU GÉNÉRATEUR (m)	4.17					
PENTE		0.02		0.01		0.01
DIAMÈTRE (mm)		100		100		100

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

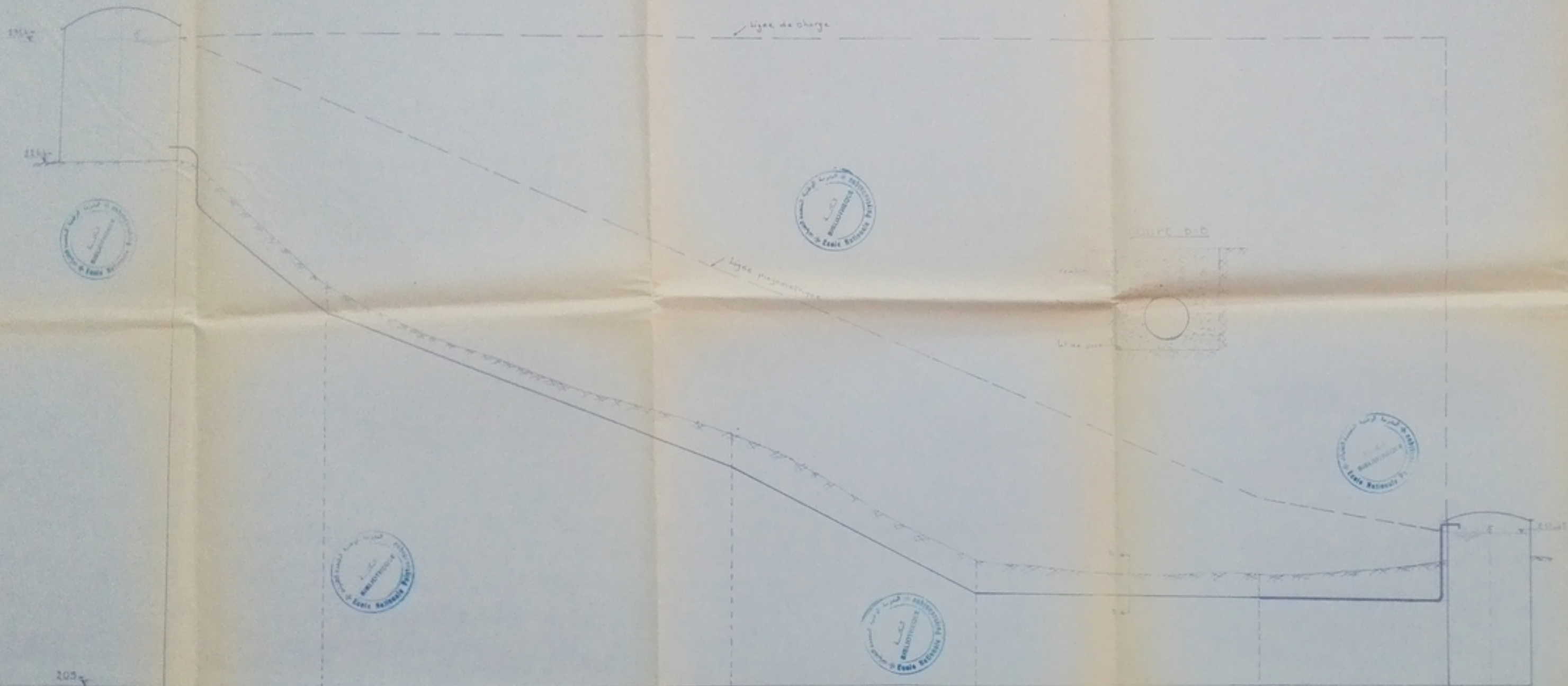
DÉPARTEMENT HYDRAULIQUE

PH004/89

A - E - P

PROFIL EN LONG  
DISTRIBUTION R-11

DRESSE PAR	CHENEFIS MOHAMED	PLANCHE
PROFESSEUR	FAKSE	N° 1
DIRIGÉ PAR	TBELHADI ABENMAMAR	ALBUM 89



NUMEROS DES PIQUETS	1	2	3	4	5
DISTANCES PARTIELLES (m)	462	407	247	230	132
DISTANCES CUMULEES (m)	462	869	1116	1346	1478
CÔTE DU TERRAIN (m)	218.240	216.215	208.210	204.205	203.200
CÔTE DU GÉNÉRATEUR SUP. (m)	218.240	216.215	208.210	204.205	203.200
PENTE	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001
DIAMÈTRE (mm)	250	250	250	250	300

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

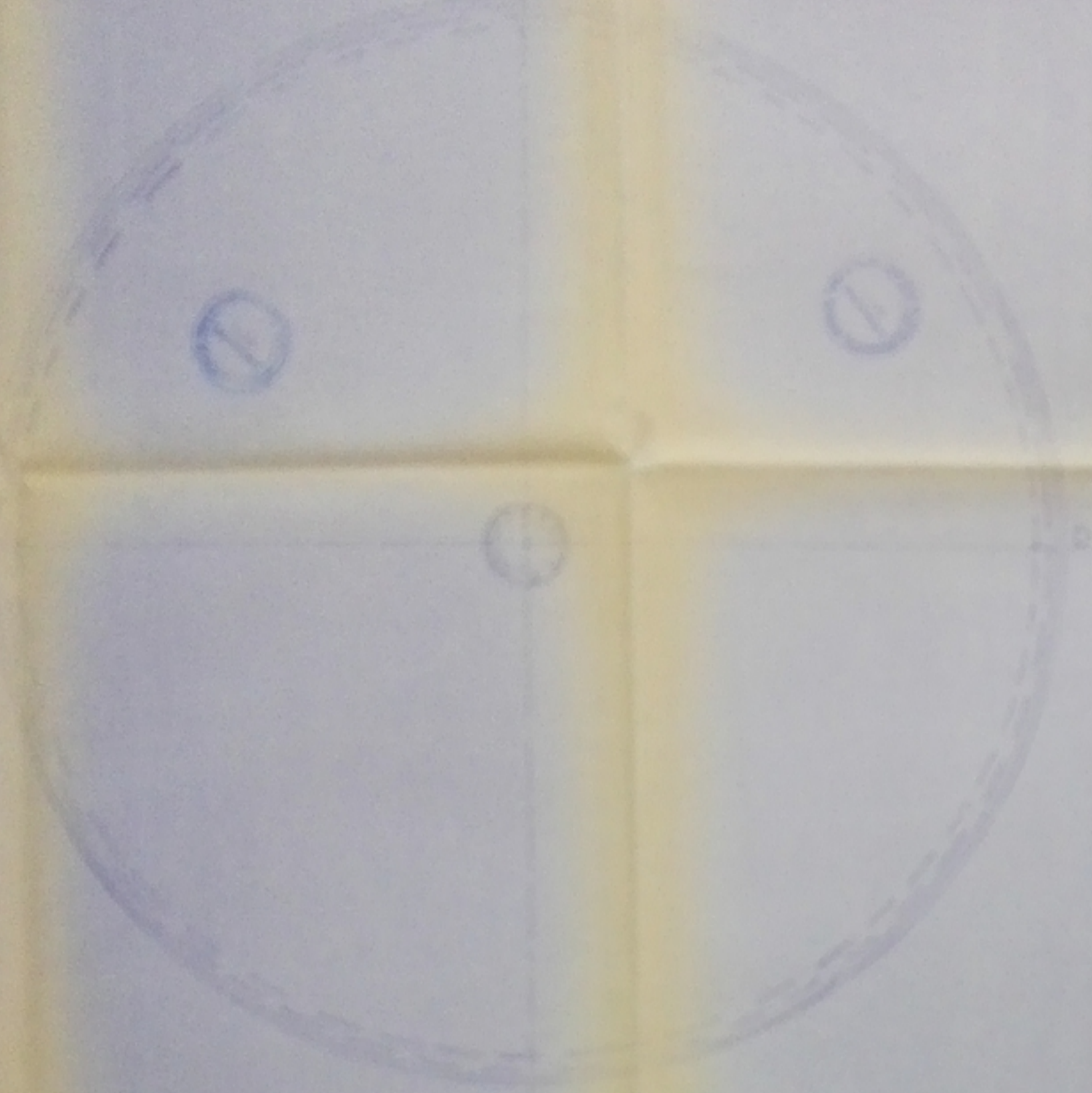
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PH 004 / 89

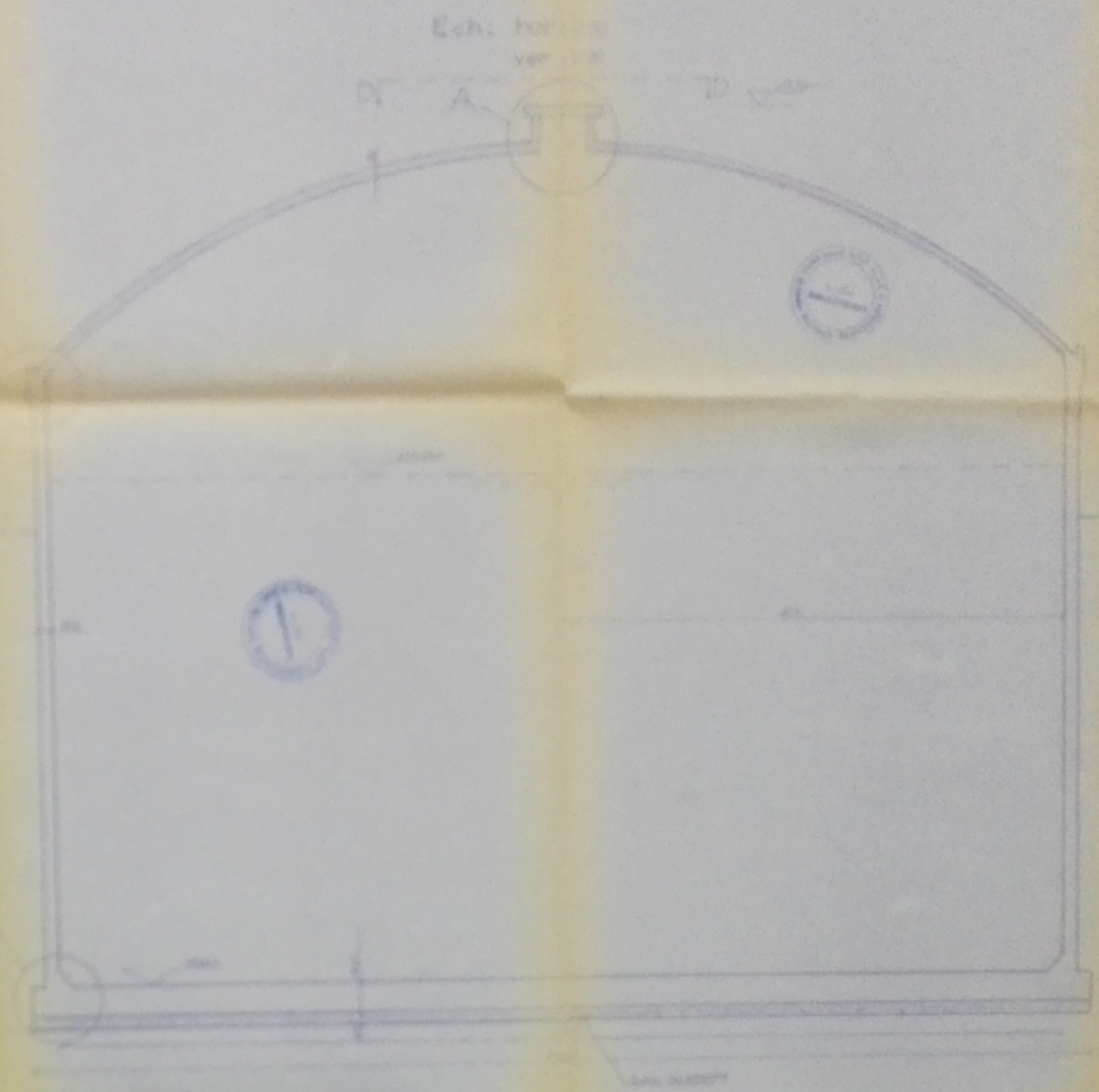
A - E - P

PROFIL EN LONG  
ADDUCTION: R(5000) - R(2000)

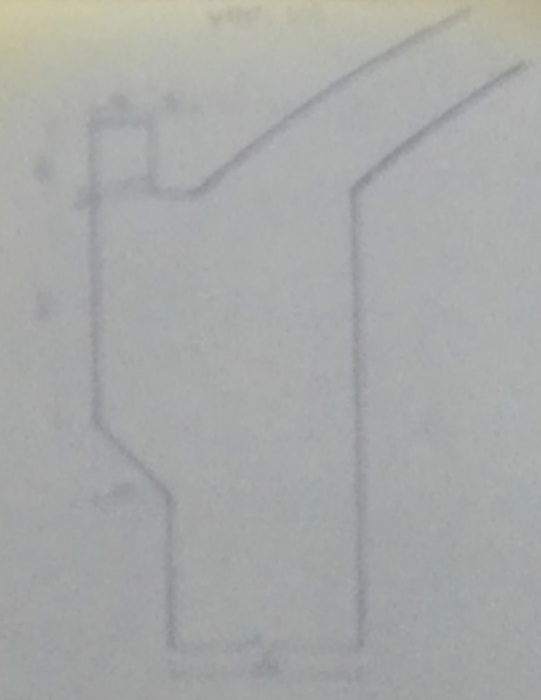
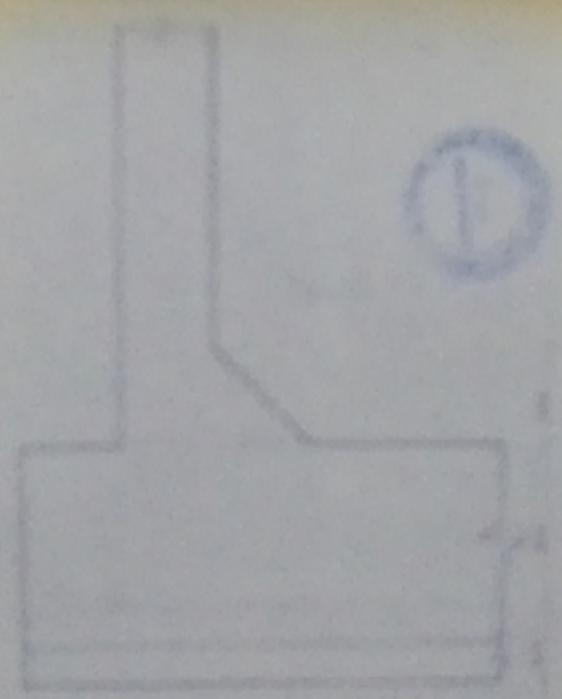
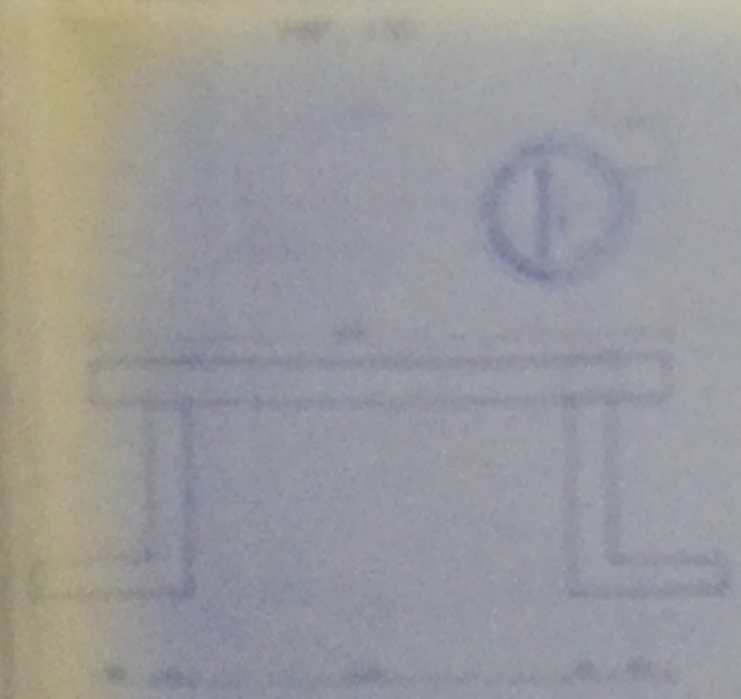
DRESSE PAR	M <sup>re</sup> BENTEBBA MEHAOURI	PLANCHE N° 2
PROPOSE	M <sup>re</sup> FARKAS	
DIRIGE	M <sup>re</sup> BELHADJ M <sup>re</sup> BENMMAR	PROMO 89



C Ech. horizont  
vert 1/20



Ech. horizont  
vert 1/20



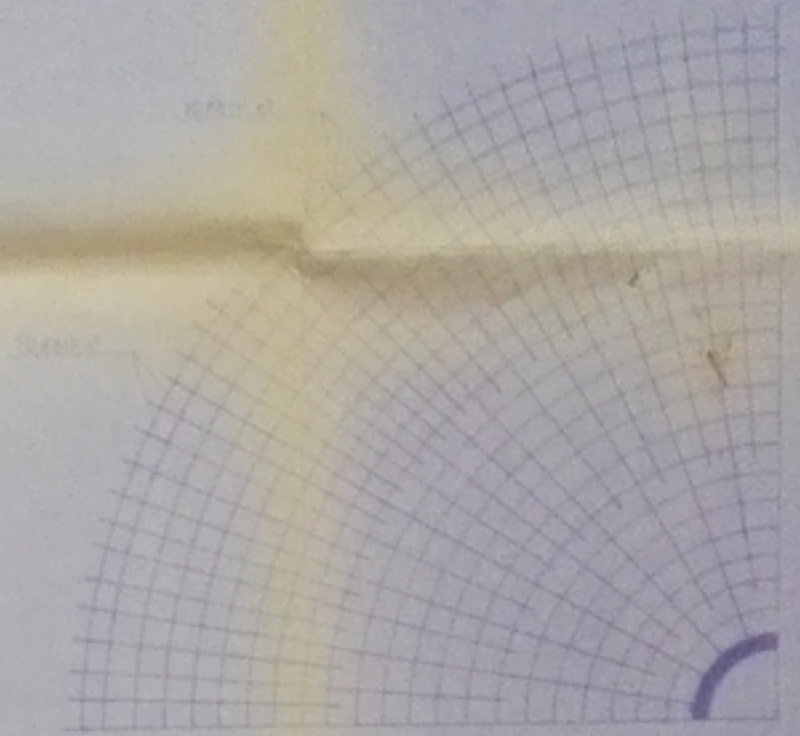
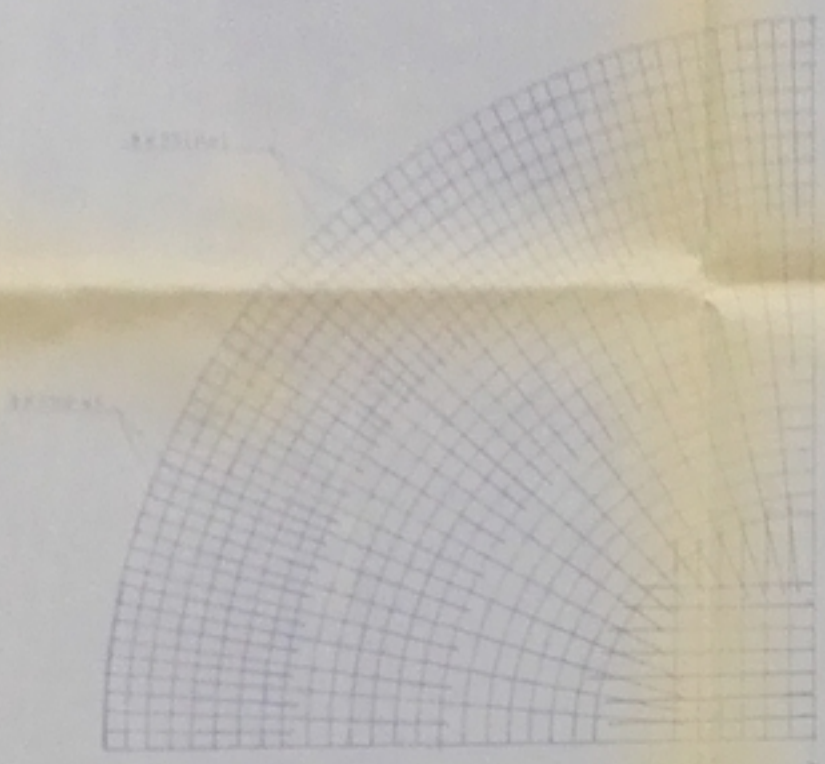
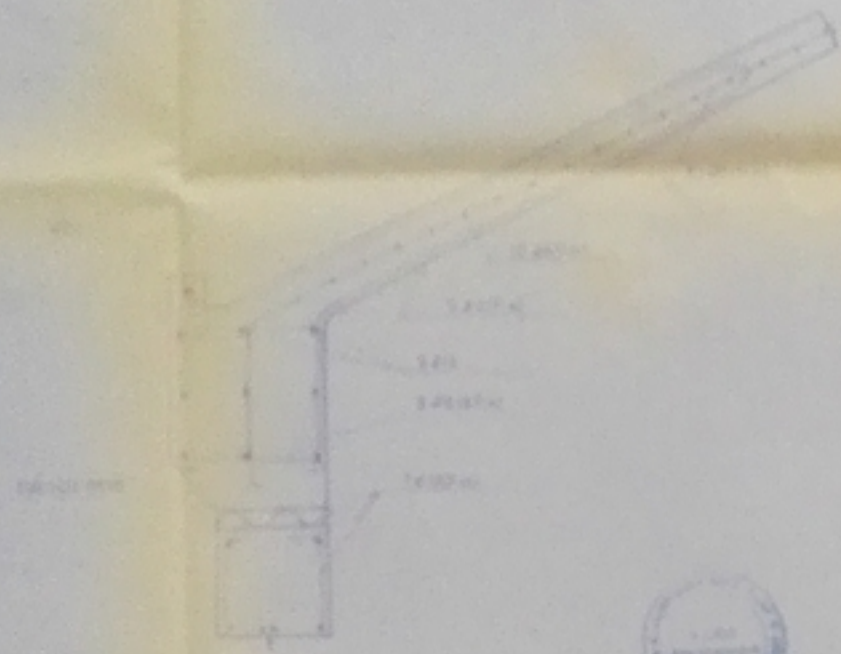
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
 P1886/83  
 2<sup>e</sup> PARTIE  
 RESERVOIR D'EAU SEMI-ENTERRE

DESSEIN	FAP	PROFESSEUR	PLANCHET
PROFESSEUR		MAITRE	N.3
DATE		APPRENTI	PROFESSEUR

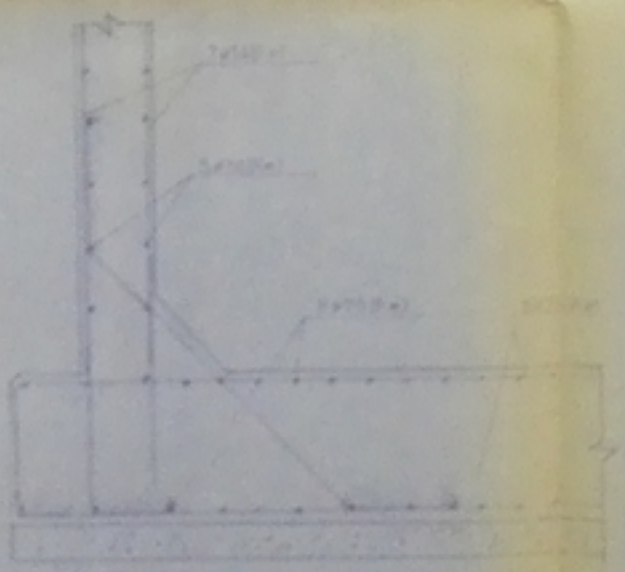
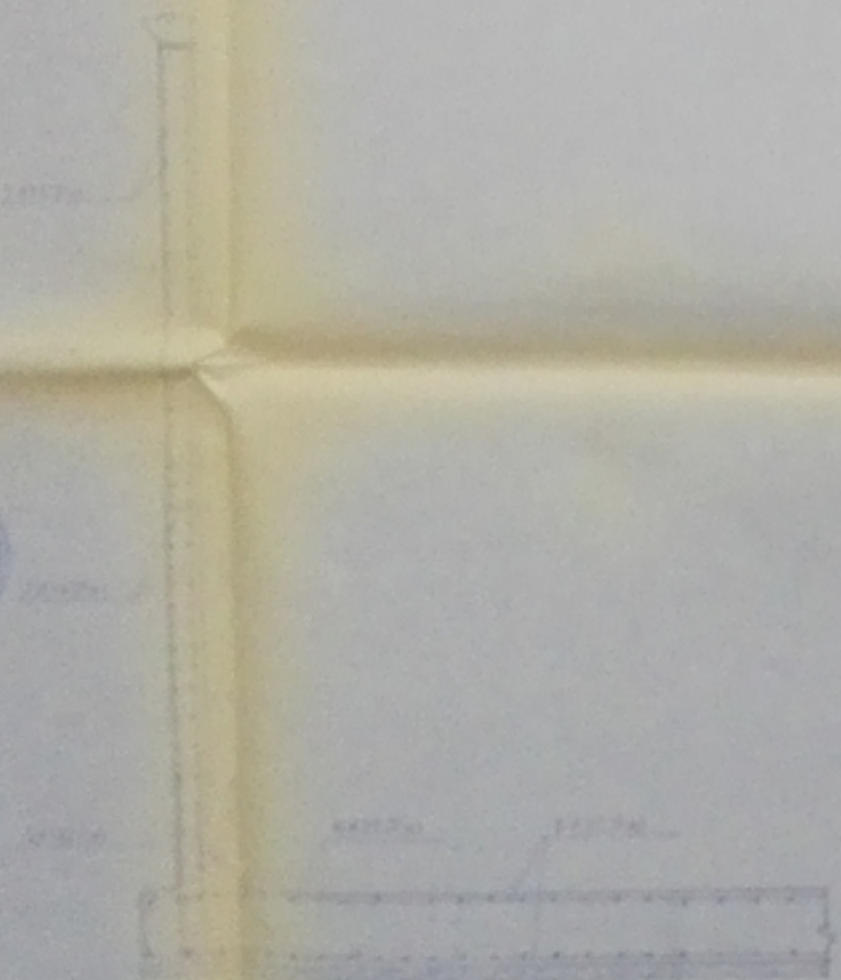
FERRAILLAGE ENTURE COUPOLE - PAROI

FERRAILLAGE DU RADIER

FERRAILLAGE DE LA COUPOLE



FERRAILLAGE PAROI - RADIER



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PH004/89

2<sup>ème</sup> PARTIE

FERRAILLAGE DU RESERVOIR

DRESSE PAR	M. BETTENS MECHAUBI	PLANCHE
PROPOSEE PAR	M. FARAS	N°
ORIGINE	M. FARAS BELHAD	PROMO 88



