

24/88

وزارة التعليم العالي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

S U J E T

ETUDE TECHNIQUE D'UN RESERVOIR D'EAU
SEMI-ENTERRÉ

3 PLANCHES

Proposé par :

Etudié par :

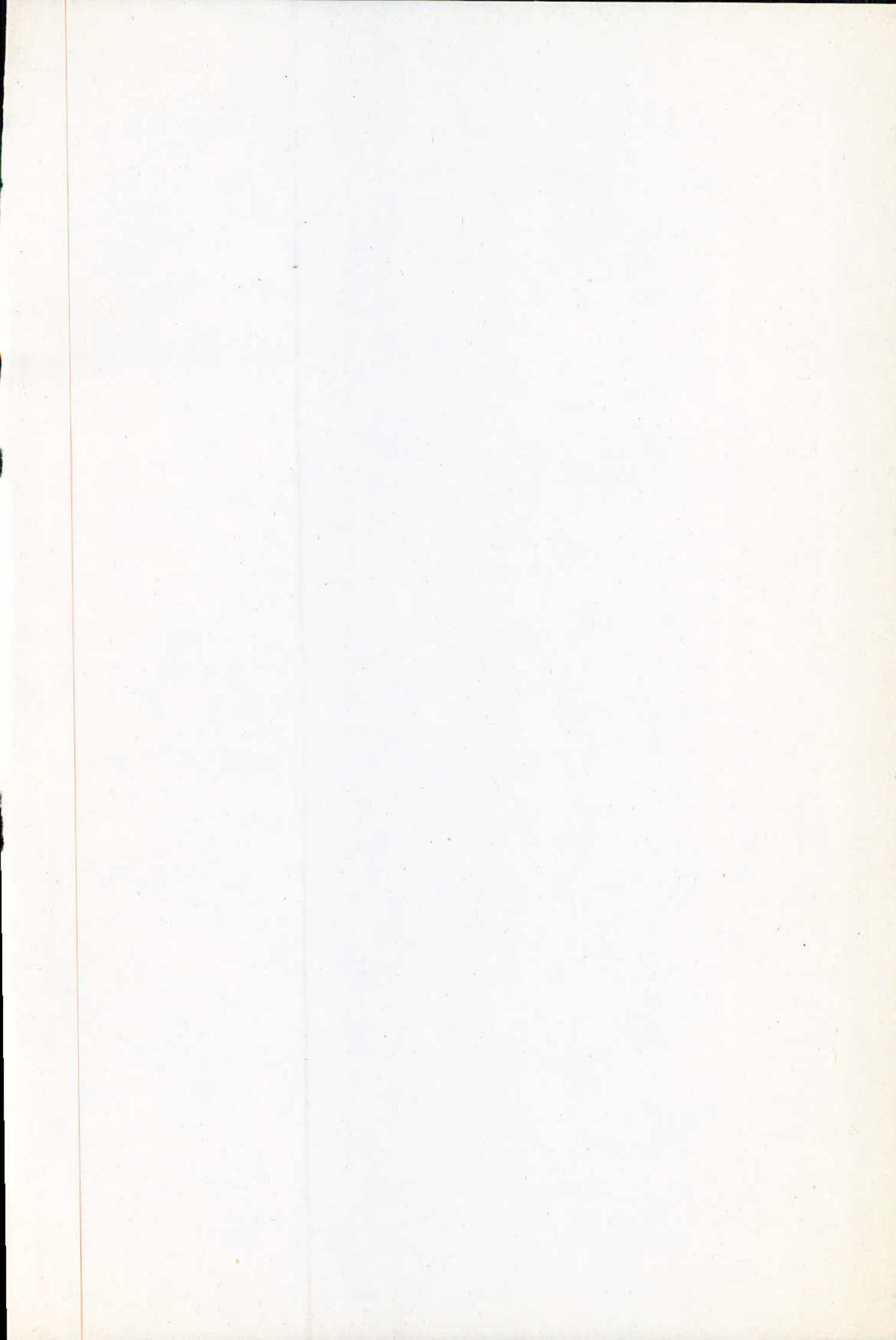
Dirigé par :

M^r FARKAS G.

M^r H. KAOUA

M^r FARKAS G.

PROMOTION : Juin 1988



D E D I C A C E S

- JE DEDIE CE TRAVAIL EN SIGNE DE RESPECT ET DE RECONNAISSANCE
- A MA MERE ET A MON PERE POUR LEUR SACRIFICE A MON EGARD
 - A MES FRERES ET SOEURS
 - A TOUS CEUX QUI M'ONT AIDE POUR FAIRE CE PROJET

H K A O U A



SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PREMIERE PARTIE

CHAPITRE 1 GENERALITES

- 1 INTRODUCTION
- 2 CLIMATOLOGIE
- 3 ETUDE GEOTECHNIQUE
- 4 RESSOURCE EN EAU

CHAPITRE 2 DEMOGRAPHIE

- 1 EVALUATION DE LA POPULATION
- 2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

CHAPITRE 3 VARIATION DES DEBITS

- 1 DIFFERENTE VARIATIONS DES DEBITS DE CONSOMMATION

CHAPITRE 4 LES RESERVOIRS

- 1 ROLE DES RESERVOIRS
- 2 CAPACITE DES RESERVOIRS
- 3 CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR
- 4 EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS
- 5 DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE DE REPRISE

CHAPITRE 5 DISTRIBUTION

- 1 CALCUL DES DEBITS SOUTIRES
- 2 CONDUITE D'AMENEE
- 3 TYPE DU RESEAU
- 4 CALCUL DE LA RESISTANCE HYDRAULIQUE DE LA CONDUITE

CHAPITRE 6 ADDUCTION

- 1 CHOIX DU TRACE
- 2 CONSIDERATION ECONOMIQUE
- 3 CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

CHAPITRE 7 EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

- 1 NATURE DE CANALISATION
- 2 APPAREILS ET ACCESSOIRES
- 3 RACCORDEMENT
- 4 EPREUVE DE JOINTS ET CANALISATION PRINCIPALES
- 5 ESSAI GENERAL DU RESEAU
- 6 SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DU RESEAU

CHAPITRE 8 CHOIX DES POMPES

- 1 TYPE DE POMPE
- 2 POINT DE FONCTIONNEMENT
- 3 CARACTERISTIQUES DES CONDUITES

CHAPITRE 9 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE PHENOMENE DU COUP DE BELIER

- 1 ETUDE DU PHENOMENE
- 2 CAUSES ET EFFETS
- 3 MOYENS DE PROTECTIONS
- 4 ETUDE DU COUP DEBELIER AU REFOULEMENT
- 5 CALCUL DU RESERVOIR D'AIR
- 6 CONSTRUCTION DE L'EPURE
- 7 PROTECTION DE LA CONDUITE AU DEMARRAGE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE 10 PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION

- 1 TYPES DE CORROSION
- 2 CORROSION EXTERIEUR
- 3 PROTECTION CONTRE LA CORROSION EXTERNE
- 4 CORROSION INTERNE
- 5 PROTECTION CONTRE LA CORROSION INTERNE

II DEUXIEME PARTIE

- 1 CONSTRUCTION DU RESERVOIR
- 2 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX
- 3 ETUDE DE LA COUPOLE
- 4 ETUDE DE LA PARIROI
- 5 ETUDE HYDRODYNAMIQUE

INTRODUCTION :

Les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointes des débits maximums demandés. Plus ils permettent de combattre efficacement les incendies ils emmagasinent l'eau pendant les périodes où le débit de consommation est inférieur à celui d'apport et la restitue dans le cas contraire. Dans notre cas on doit construire un réservoir pour satisfaire les besoins en eau potable pour l'agglomération considérée.

CLIMATOLOGIE :

Le chef lieu de la commune de Kadiria présente un climat plus chaud et moins humide sur le littoral en été, l'hiver plus long et assez froid. Les amplitudes annuelles de la température sont élevées (24 degrés) l'été et (20 degrés) en moyenne à l'hiver. La précipitation annuelle de pluie a une durée de 90 jours environ.

ETUDE GEOTECHNIQUE :

L'étude montre que la majorité du terrain autour de la ville est à propriété variable et moyennement favorable. Tandis que les pentes, cependant pas trop accentuées permettent la construction et ne sont pas des contraintes très importantes.

RESSOURCES EN EAU :

| DENOMINATION | COORDONNEE | | PROFONDEUR (M) | NIVEAU DYNAMIQUE (M) | DEBIT (l/s) |
|--------------|------------|--------|----------------|----------------------|-------------|
| | X | Y | | | |
| 1 | 387465 | 359155 | 90 | 151,4 | 35 |
| 2 | 387480 | 359275 | 100 | 151,6 | 25 |

DEMOGRAPHIE :1 . EVALUATION DE LA POPULATION :

En 1979 LE NOMBRE D'Habitant du chef lieu de la commune de Kadiria (WILAYA DE BOUIRA) été 5527 Habitant avec un taux de croissance de 3,2%.

A l'horizon 2000 on peut évaluer le nombre d'habitant de cette commune en fonction des extensions futures de l'agglomération.

En l'An 2000; pour 2410 Habitation, avec 5 Individus par logement avec une majoration de 20% .

P 2000 = 14460 Habitant.

2 . ESTIMATION DES BESOINS EN EAU :

1. Besoins domestiques :

| Nombre d'Habitant (N i) | Dotation L/J/Hab | Consommation M3/J |
|--------------------------|------------------|-------------------|
| 14460 | 200 | 2892 |

2. Besoins scolaires :

| Designation | Nbre d'Eleve | Dotation L/J/l | Consommation M3/J |
|------------------|--------------|----------------|-------------------|
| Ecoles Primaires | 2000 | 70 | 140 |
| C . E . M | 1000 | 70 | 70 |

3. Besoins Sanitaires :

| Designation | Nbre de lit | Nbre de personne | Dotation | Consommation M3/J |
|--------------|-------------|------------------|----------------|-------------------|
| POLYCLINIQUE | 200 | | 100 L/J/LIT | 20 M3/J |
| DOUCHES | | 100 | 100 L/J/PERSON | 10 M3/J |

4. BESOINS SOCIO CULTURELS

| Designation | Nombre | Nbre d'occupants | DOTATION | Consommation m ³ /j |
|------------------|--------|--------------------|---------------------|--------------------------------|
| Stade | 01 | 7 Douches | 401/j/prs | 10m ³ /j |
| Jardin | 01 | 800 m ² | 61/j/m ² | 4,8 |
| Maisons de Jeune | 01 | 100prs | 151/j/prs | 1,5 |

TABLEAU RECAPITULATIF:

Les besoins sont majores de 30%

La majoration traduit la compensation des pertes et fuites en supposant que le reseau est bien entretenu

| Secteur | type des besoins | Consommation m ³ /j | Majoration de 30% m ³ /j | Consommation totale m ³ /j |
|-----------|------------------|-----------------------------------|--|--|
| Chef lieu | Domestique | 2892 | 867,6 | 3759,6 |
| | Scolaire | 210 | 63 | 273 |
| | Sanitaire | 30 | 9 | 39 |
| | Socio culturel | 16,3 | 4,89 | 21,19 |
| | | | | 4092,79 |
| | | | | 4100 |

CHAPITRE 3

VARIATION DES DEBITS

a Variations annuelles: dependent du niveau de vie de la population

b Variations mensuelles; selon l'importance des villes

c Variations journalieres: selon le jour de la semaine

d Variations horaires qui represente la variations la plus importante (heure de pointe, les moments de repos)

En raison de ces variations, on applique au debit moyen des coefficients correspondant afin d'obtenir le debit de pointe au jour le plus chargé de l'année.

COEFFICIENT DE VARIATION HORAIRE K_0

$$K_0 = \frac{\text{cons} - \text{MAX} - \text{horaire}}{\text{consom} - \text{moy} - \text{horaire}} ; K_0 = \alpha \beta ; \alpha = (1,2 \div 1,4)$$

β - Coefficient qui depend de l'importance de la population.

Coefficient depend de l'importance de la population

| Habitants | 1000 | 2500 | 6000 | 10 000 | 20 000 | 30 000 |
|-----------|------|------|------|--------|--------|--------|
| β | 2,00 | 1,6 | 1,40 | 1,30 | 1,20 | 1,15 |

Dans notre cas;

$$\alpha = 1,2 ;$$

$$\beta = 1,26 ;$$

$$K_0 = 1,51 ;$$

- Coefficient de variation journaliere : K_j

$$K_j = \frac{\text{cons} - \text{MAX} \text{ \AA } \text{jour}}{\text{cons} - \text{Moy} - \text{jour}}$$

Pour ville d'importance moyenne on prend

$$K_j = 1,2$$

- Coefficient de pointe :

$$K_p = K_0 \cdot K_j$$

$$= 1,51 \cdot 1,2 = 1,812$$

- Consommations journalières Maximales et des debits de pointe

$$Q_j = K_j \cdot Q_j^{\text{Moy}}$$

$$Q_p = K_p \cdot Q_j$$

Q_j^{Max} : debit max journalier

Q_j^{Moy} : debit moy journalier

Q_p : debit de pointe journaliere

Cons moy. jour [m^3/j]

4100

Cons max. jour [m^3/j]

4920

Debit de pointe [l/s]

85,8912

Les Reservoirs:

1- Rôle: les reservoirs remplissent les fonctions de regulateurs aux variations de la consommation et d'emmagasinement dans le reseau d'alimentation.

Pendant les heures de consommations minimales la difference de debit de l'adduction et de la distribution coulent dans le reservoir, tandis que dans les heures de pointe ou la consommation maximale le deficit du debit coule des reservoirs vers le reseau de distribution

2 Capacite du reservoir:

Cette capacite tient compte de la repartition journaliere maximale de debit consommé caracterisée par les coefficients horaires.

Le decoupage en tranche horaire pendant lesquelles le debit reste constant se fait par un analyseur de debit.

La repartition des debits selon les coefficients horaires a_h %

Les reservoirs peuvent donc emmagasiner la difference du volume maximum et celle du volume minimum entre l'apport et la consommation plus la reserve d'incendie de $120m^3$ correspondant a une durée d'extinction de 2 heures

$$V_T = (\Delta V_{Max}^+ + |\Delta V_{Max}^-| + \Delta V_{rL})$$

ΔV_{Max}^+ et ΔV_{Max}^- est les excés et les deficiets en volume des differents heures de la journée

$$\Delta V = V(\text{apport}) - V(\text{cons})$$

$$V(\text{apport}) = \text{Volume max journalier}$$

$$V(\text{cons}) = \frac{a_h \cdot 24}{100} \times V_{\text{apport}}$$

- Altitude et emplacement du reservoir:

L'altitude de radier du reservoir doit etre situèe a un niveau superieur a la plus haute cote piezometrique exigèe dans le reseau.

La perte de charge doit etre estimée pour avoir une 1ere estimation de l'altitude V du radier du reservoir de mer de la topographie des lieux et des conditions particulieres peuvent intervenir et influent le choix d'emplacement des reservoirs.

Les resultats de calcul pour determiner V_T :

| Heures | a_h % | VOLUME (m ³) | | VOLUME CUMULE | | DIFFERENCE (m ³) | |
|---------|---------|---------------------------|----------|---------------|----------|-------------------------------|--------|
| | | APPORT | CONSOMME | APPORT | CONSOMME | + | ← |
| 0 - 1 | 1,5 | 205 | 73,80 | 205 | 73,80 | 131,2 | |
| 1 - 2 | 1,5 | 205 | 73,80 | 410 | 147,6 | 262,4 | |
| 2-3 | 1,5 | 205 | 73,80 | 615 | 221,40 | 393,6 | |
| 3 - 4 | 1,5 | 205 | 73,80 | 820 | 295,2 | 524,8 | |
| 4 - 5 | 2,5 | 205 | 123,00 | 1025 | 418,20 | 606,8 | |
| 5 - 6 | 3,5 | 205 | 172,20 | 1230 | 590,40 | 639,6 | |
| 6 - 7 | 4,5 | 205 | 221,40 | 1435, | 811,80 | 623,20 | |
| 7 - 8 | 5,5 | 205 | 270,60 | 1640 | 1082,40 | 557,60 | |
| 8 - 9 | 6,25 | 205 | 307,50 | 1845 | 1389,90 | 455,10 | |
| 9 - 10 | 6,25 | 205 | 307,50 | 2050 | 1697,40 | 352,60 | |
| 10 - 11 | 6,25 | 205 | 307,50 | 2255 | 2004,90 | 250,10 | |
| 11 - 12 | 6,25 | 205 | 307,50 | 2460 | 2312,40 | 147,60 | |
| 12 - 13 | 5,00 | 205 | 246,00 | 2661 | 2558,40 | 106,60 | |
| 13 -14 | 5,00 | 205 | 246,00 | 2870 | 2804,40 | 65,60 | |
| 14 - 15 | 5,50 | 205 | 270,60 | 3075 | 3075,00 | 000,00 | 000,00 |
| 15 - 16 | 6,00 | 205 | 295,20 | 3280 | 3390,20 | | 90,20 |
| 16 - 17 | 6;00 | 205 | 295,20 | 3485 | 3665,40 | | 180,40 |
| 17 - 18 | 5,50 | 205 | 270,60 | 3690 | 3936,00 | | 246,00 |
| 18 - 19 | 5,00 | 205 | 246,00 | 3895 | 4182,00 | | 287,00 |
| 19 - 20 | 4,50 | 205 | 221,40 | 4100 | 4403,40 | | 303,40 |
| 20 - 21 | 4,00 | 205 | 196,80 | 4305 | 4600,20 | | 295,20 |
| 21 - 22 | 3,00 | 205 | 147,60 | 4510 | 4747,80 | | 237,80 |
| 22 - 23 | 2,00 | 205 | 98,40 | 4715,0 | 4846,20 | | 131,20 |
| 23 - 24 | 1,50 | 205 | 73,80 | 4920 | 4920,00 | 000,00 | 000,00 |

Le volume regularisable sera.

$$V_R = 639,60 + 303,40 + 120 = 1063 \text{ m}^3$$

Soit $V_R = 1100 \text{ m}^3$

Le diametre du reservoir sera

$$V = 3,14 \frac{D^2}{4} \cdot h$$

$$h = 5,0 \text{ m}$$

$$V = 1100 \text{ m}^3$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{3,14 \cdot h}}^{0,5} = 16,736 \text{ m}$$

soit $D = 17 \text{ m}$

3 - Choix du type de reservoir

Reservoir semi-enterré avantage

- economie sur les frais de construction
- etanchieté facile à realiser
- etude architecturale simplifiée
- conservation à une temperature constante d'eau aussi emmagasiné.

4 - Equipement du reservoir

a - arrivée par refoulement

l'adduction est effectuée par chute libre favorable pour les eaux souterraines qui sont pauvre en oxygene.

b Depart de; de la conduite de distribution

La distribution s'effectue à 0,20 m au dessus du radier afin d'eviter l'introduction dans la canalisation des boues, sables qui peuvent eventuellement se decanter dans la cuve.

En cas d'une rupture dans la conduite de distribution, on isole le reservoir de la ville (crainte d'inondation), pour cela on utilise un detecteur des surviteurs dans la conduite ou une vanne papillon qui permet la fermeture rapide.

Il y a lieu de reserver un minimum de 0,5 m au dessus de la génératrice superieure de la conduite en cas d'abaissement maximale du plan d'eau ainsi on evite la penetration d'air dans la conduite de distribution

c Trop plein:

Pour que l'eau ne deborde pas en dehors d'un reservoir fonctionnant comme un deversoir circulaire forme d'un entonnoir sert à evacuer la totalité du debit arrivant au reservoir quand le robinet flotteur ne fontionne pas.

En fonction de la hauteur d'eau "h" on a certain debit Q qui entre dans le trop plein qui le debit total de la station de pompage

Dans la pratique $\frac{h}{r} = 0,2 \div 0,5$

R .: rayon de l'entonnoir

On utilise un siphon pour enpecher l'entree des materiaux solides (chiffons , animaux , etc).

d Vidange

Au cours du nettoyage ou reparation le reservoir doit être vide on utilise une conduite de vidange en raccordement avec la conduite trop plein.

Generalement la vidange s'effectue par gravité sauf pour quelque exception par pompe mobile provisoire ou (By - Pass).

En regime normale V₂ fermée; au cours d'un nettoyage on doit alimenté la ville mais pas d'eau dans le reservoir entraine V₁, V₃ FERMEES V₂ OUVERT donc la station de pompage alimente directement la ville

Fig 1 .

e - Réserve d'incendie: en fonctionnement normale V_2 ouvert, V_1 fermée.

En cas d'un sinistre (incendie) V_1 ouvert , or dans ce cas cette solution n'est pas bonne vu que la réserve d'incendie n'est pas renouvelée non utilisable, on propose une autre solution

En service normale V_1 ouvert V_2 fermée, V_3 toujours ouvert passage dans le sens (1) si l'écoulement arrive en A on a aération l'écoulement est coupé alors on prévoit une réserve d'eau (aire hachurée) **Fig II**.

En cas d'incendie on doit ouvrir V_2 alors la prise d'eau ou la quantité d'eau dans le réservoir est toujours renouvelée.

Pour la vanne V_2 il est préférable d'utiliser une vanne papillon.

5. Dimensionnement de la bache de reprise.

BACHE - RESERVOIR.

Debit de refoulement 205 m³/ h

| Temps | Différence | Temps de refoulement | Volume | Cumul |
|-------------|------------|----------------------|----------------|-------|
| 0 H - 6 H | 6 H | 6 H | 205 . 6 = 1230 | 1230 |
| 06 H - 12 H | 6 H | 6 H | 205 . 6 = 1230 | 2460 |
| 12 H - 18 H | 6 H | 6 H | 205 . 6 = 1230 | 3690 |
| 18 H - 24 H | 6 H | 6 H | 205 . 6 = 1230 | 4920 |

POMPAGE

F_1 - Pompage 35 l/s = 126 m³/h

| Temps | Différence | Temps de pompage | Volume | Cumul |
|-------------|------------|------------------|---------------|-------|
| 0 H - 6 H | 6 H | 6 H | 6 . 126 = 756 | 756 |
| 6 H - 12 H | 6 H | 3 H | 3 . 126 = 378 | 1134 |
| 12 H - 18 H | 6 H | 0 H | 0 H | 1134 |
| 18 H - 24 H | 6 H | 6 H | 6 . 126 = 756 | 1890 |

F_2 Pompage $90 \text{ m}^3/\text{h} = 251/\text{s}$

| Temps | Difference | Temps de pompage | Volume | Cumul |
|-----------|------------|------------------|--------------------|-------|
| 0 H 6 H | 6 H | 3 H | $3 \cdot 90 = 270$ | 270 |
| 6 H 12 H | 6 H | 0 H | 0 | 270 |
| 12 H 18 H | 6 H | 3 H | $3 \cdot 90 = 270$ | 540 |
| 18 H 24 H | 6 H | 3 H | $3 \cdot 90 = 270$ | 810 |

| Temps | Pompage | Refolement | Volume cumulé |
|-----------|---------|------------|---------------|
| 0 H 6 H | 1350 | 1230 | 120 |
| 6 H 12 H | 2700 | 2460 | 240 |
| 12 H 18 H | 4050 | 3690 | 360 |
| 18 H 24 H | 5400 | 4920 | 480 |

La plus grande difference en valeur absolue enregistré pendant la journée est 480m^3 et par la sécurité à l'aspiration des pompes soit un volume de 700m^3

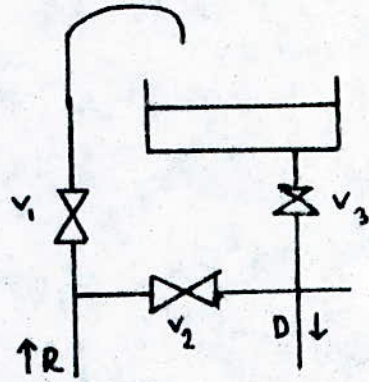
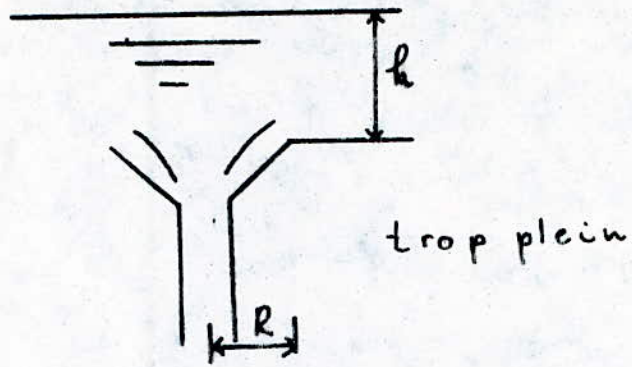
Pour une hauteur de tranche d'eau dans la bache de reprise

$h = 4\text{m}$ avec cuve cylindrique

$$V = S \cdot h$$

$$= \frac{3,14 D^2}{4} \cdot h$$

$$D = 14,92 \text{ m}$$



vidange.

Fig I.

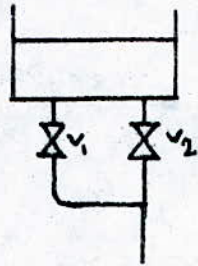


Fig II.

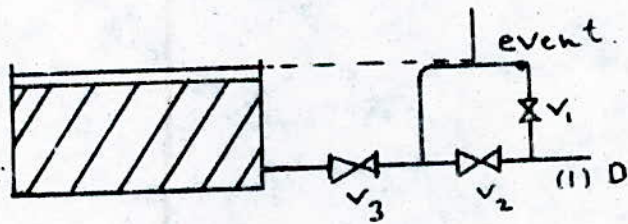


Fig II.

CHAPITRE 5

Distribution

1 Calcul des debits soutires :

Suivant le plan d'urbanisme directeur (P . U . D) la ville du chef lieu de KADIRIA se compose d'une façon generale de densité differente c'est à dire chaque ilots à sa propre densité, donc chaque maille à sa propre caracteristique (Q_m , Q_{sp} , N_m , d)

Pour calculer le debit on detemine la zone deservée pour chaque noeud en utilisant la methode des mediatrices, qui consiste à tracer les mediatrices des tronçons constituant le reseau, on obtient ainsi un contour fermé autour de chaque noeud, le contour et la superficie deservie par ce noeud.

$$Q_{sp} = \frac{Q_m}{N_m} \quad 1/j/hab$$

$$N_i = d ; S_i \quad 1/s$$

$$Q_i = K_p \cdot N_i \quad 1/s$$

Q_{sp} : consommation specifique 1/j

Q_n : consommation moyenne journaliere 1/s

N_m : population autour du noeud (hab)

S_i : superficie deservie par chaque noeud (hab)

D : densite (hab/ ha)

K_p : coefficient de pointe $K_p = 1,812$

N_i : consommation par noeud (1/s)

Q_i : debit soutiré (1/s)

2 Conduite d'amenée

La conduite d'amenée doit transiter la totalité du debit necessaire pour la ville à deservir soit $85,8912 \text{ l/s}$

Cette conduite suit le cheminement de la route à partir du reservoir jusqu'au point de ramification du reseau de distribution qui a une longueur de 510 m

| N° noeud | N° maille | Population | DOTATION l/j/hab | Consommation domestique m3/j | consommation scolaire m3/j | consommation sanitaire m3/j | consommation socio-cult m3/j | consommation totale m3/j | consommation majorée m3/j | consommation spécifique m3/j |
|----------|-----------|------------|---------------------|------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| 1 | 3 | 660 | 200 | 132 | - | 20+ 10 | - | 162 | 210,60 | 0,319 |
| 2 | 3 + 4 | 660 | 200 | 128 | - | - | - | 128 | 166,4 | 0,260 |
| 3 | 4 + 5 + 6 | 1723 | 200 | 344,6 | - | - | 4,8 + 1,5 | 350,9 | 456,17 | 0,265 |
| 4 | 6 | 650 | 200 | 130 | - | - | - | 130 | 169 | 0,260 |
| 5 | 6 | 660 | 200 | 132 | - | - | - | 132 | 171,6 | 0,260 |
| 6 | 5 + 6 | 640 | 200 | 128 | - | - | - | 128 | 166,4 | 0,260 |
| 7 | 5 | 660 | 200 | 132 | - | - | - | 132 | 171,6 | 0,260 |
| 8 | 2 + 4 + 5 | 1200 | 200 | 240 | - | - | 10 | 250 | 325 | 0,271 |
| 9 | 1+2+3+4 | 3177 | 200 | 635,4 | 70 | - | - | 705,4 | 917,02 | 0,289 |
| 10 | 1 + 3 | 1000 | 200 | 200 | 140 | - | - | 340 | 442 | 0,442 |
| 11 | 1 | 640 | 200 | 128 | - | - | - | 128 | 166,4 | 0,260 |
| 12 | 1 | 760 | 200 | 152 | - | - | - | 152 | 197,6 | 0,260 |
| 13 | 1 | 450 | 200 | 90 | - | - | - | 90 | 117 | 0,260 |
| 14 | 1 + 2 | 1000 | 200 | 200 | - | - | - | 200 | 260 | 0,260 |
| 15 | 2 | 600 | 200 | 120 | - | - | - | 120 | 156 | 0,260 |
| | | | | | | | | | 4092,79 | |

| N° Noeud | N° Maille | Surface Desservie ha | Population | Densité hab/ha | Consommation l/j specifique | consommation par noeud l/s | Coefficient de pointe | debit soutires l/s |
|----------|-----------|----------------------------|------------|-------------------|-----------------------------------|----------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 3 | 1,29 | 660 | 509 | 319 | 2,437 | 1,81 | 4,42 |
| 2 | 3 + 4 | 2,09 | 640 | 306 | 260 | 1,928 | 1,81 | 3,49 |
| 3 | 4+5+6 | 4,27 | 1723 | 403 | 265 | 5,280 | 1,81 | 9,60 |
| 4 | 6 | 1,16 | 650 | 559 | 260 | 1,957 | 1,81 | 3,55 |
| 5 | 6 | 1,23 | 660 | 537 | 260 | 1,987 | 1,81 | 3,61 |
| 6 | 5 + 6 | 2,06 | 640 | 311 | 260 | 1,928 | 1,81 | 3,49 |
| 7 | 5 | 1,33 | 660 | 496 | 260 | 1,985 | 1,81 | 3,58 |
| 8 | 2+4+5 | 3,20 | 1200 | 374 | 271 | 3,763 | 1,81 | 6,81 |
| 9 | 1+2+3+4 | 5,83 | 3177 | 545 | 289 | 10,636 | 1,81 | 19,24 |
| 10 | 1 + 3 | 3,00 | 1000 | 332 | 442 | 5,109 | 1,81 | 9,30 |
| 11 | 1 | 0,61 | 640 | 1041 | 260 | 1,926 | 1,81 | 3,49 |
| 12 | 1 | 2,16 | 760 | 352 | 260 | 2,288 | 1,81 | 4,15 |
| 13 | 1 | 0,43 | 450 | 1041 | 260 | 1,353 | 1,81 | 2,45 |
| 14 | 1 + 2 | 3,12 | 1000 | 320 | 260 | 3,009 | 1,81 | 5,45 |
| 15 | 2 | 1,79 | 600 | 334 | 260 | 1,804 | 1,81 | 3,26 |

3. TYPE DU RESEAU

Le calcul du reseau maillé à été effectu^é par approximat^{is}ation successive selon la METHODE de Hardy cross qui repose sur deux lois.

Lois 1 : La somme des debits arrivant à un noeud est egale à la somme des debits qui en sortent

Lois 2 : Le long d'un parcours orienté et fermé , la somme algebrique des pertes des charges est nulle

4- Calcul de resistance hydraulique de la conduite :

Le coefficient de frottement f_r de NIKURADZE en regime turbulent rugueux est seulement fonction de e/d en realité il depend aussi du nombre de REYNOLDS OU COOLBROK à propos f_c ci dessus

Calcul de la resistance hydraulique de la conduite ;

$$\Delta H_c = r_c Q_c^2$$

$$\Delta H = \frac{f L_t v^2}{D \cdot 2g} ;$$

$$\Delta H = \frac{16f}{\pi^2 g} \cdot \frac{L_t}{D^5} \cdot Q^2 ; \quad L_t = 1,15 L_g ;$$

$$\Delta H = \frac{8f}{\pi^2 \cdot g} \cdot \frac{L_t}{D^5} Q^2 ;$$

$$r = \frac{8f}{\pi^2 g} \frac{L_t}{D^5} [L^{-5}/T^2] ;$$

$$f_c = \left[-0,86 Lu \frac{e}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{F}} \right] ;$$

Calcul du diamètre de la conduite.

On admet les vitesses entre $[0,5 \text{ et } 1,00 \text{ à } 1,25] \text{ m/s}$;

Soit $V = 1,25$;

$$Q_p = 85,8912 \text{ l/s} = 0,08589 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \leq 1,25;$$

$$D \geq \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,08589}{\pi \cdot 1,25}} = 295,78 \text{ mm} \approx 300 \text{ (mm)}$$

$$\epsilon = 10^{-4} \text{ m} = 0,1 \text{ mm}; \quad \frac{\epsilon}{D} = \frac{0,1}{300} = 3,3 \cdot 10^{-4};$$

$$\frac{D}{\epsilon} = 3,03 \cdot 10^3; \quad 10 \frac{D}{\epsilon} = 3,03 \cdot 10^4;$$

$$560 \cdot \frac{D}{\epsilon} = 16,968 \cdot 10^5;$$

$$Re = \frac{1,25 \cdot 0,300}{10^{-6}} = 3,75 \cdot 10^5$$

$$\lambda = 0,11 \cdot \left(\frac{68}{0,375} \cdot 6 + 3,3 \cdot 10^{-4} \right)^{0,25} = 0,0165$$

$$\lambda = 0,0165$$

$$H_{w.c} = \frac{8 \cdot 0,0165}{\pi^2 \cdot 9,81} \cdot \frac{510}{(0,3)^5} \cdot (0,08589)^2 = 2,116 \text{ mm};$$

$$H_{w.c} = 2,116 \text{ mm};$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,08589}{3,14 \cdot (0,3)^2} = 1,215;$$

$$D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0,08589}{3,14 \cdot 1,215}} = 0,30 \Rightarrow \underline{\underline{D_c = 300 \text{ mm}}}$$

Calcul de La cote du radier

Elle est déterminée d'après la formule suivante:-

$$C_R = C_{TT} + H + H_{wci} + P_s + H_{we. j}$$

C_R :- cote du radier

C_{TT} :- cote du terrain au point le plus haut du réseau à alimenter.

H :- Hauteur donnée en fonction de nombre d'étage ;

pour $R + 4$, $H = 15$ metres

H_{wci} - perte de charge singulière à l'intérieur du bâtiment

$H_{wci} = 3$ metres.

P_s - colonne d'eau supplémentaire tenant compte des appareils utilisant l'eau;

$P_s = 5$ metres

H_{we} - Perte de charge linéaire du point le plus haut ^{du terrain} jusqu'au tron réservoir

$$C_R = 190 + 15 + 3 + 5 + 2,116 = 215,116 \text{ m};$$

Détermination de La cote du trop plein ;

$$C_{TP} = C_R + H_{eau} + h ;$$

C_R - cote du radier

H_{eau} - Hauteur d'eau dans le réservoir, $H_{eau} = 5 \text{ m}$;

h - Hauteur de la crosse. = $0,5 \text{ m}$;

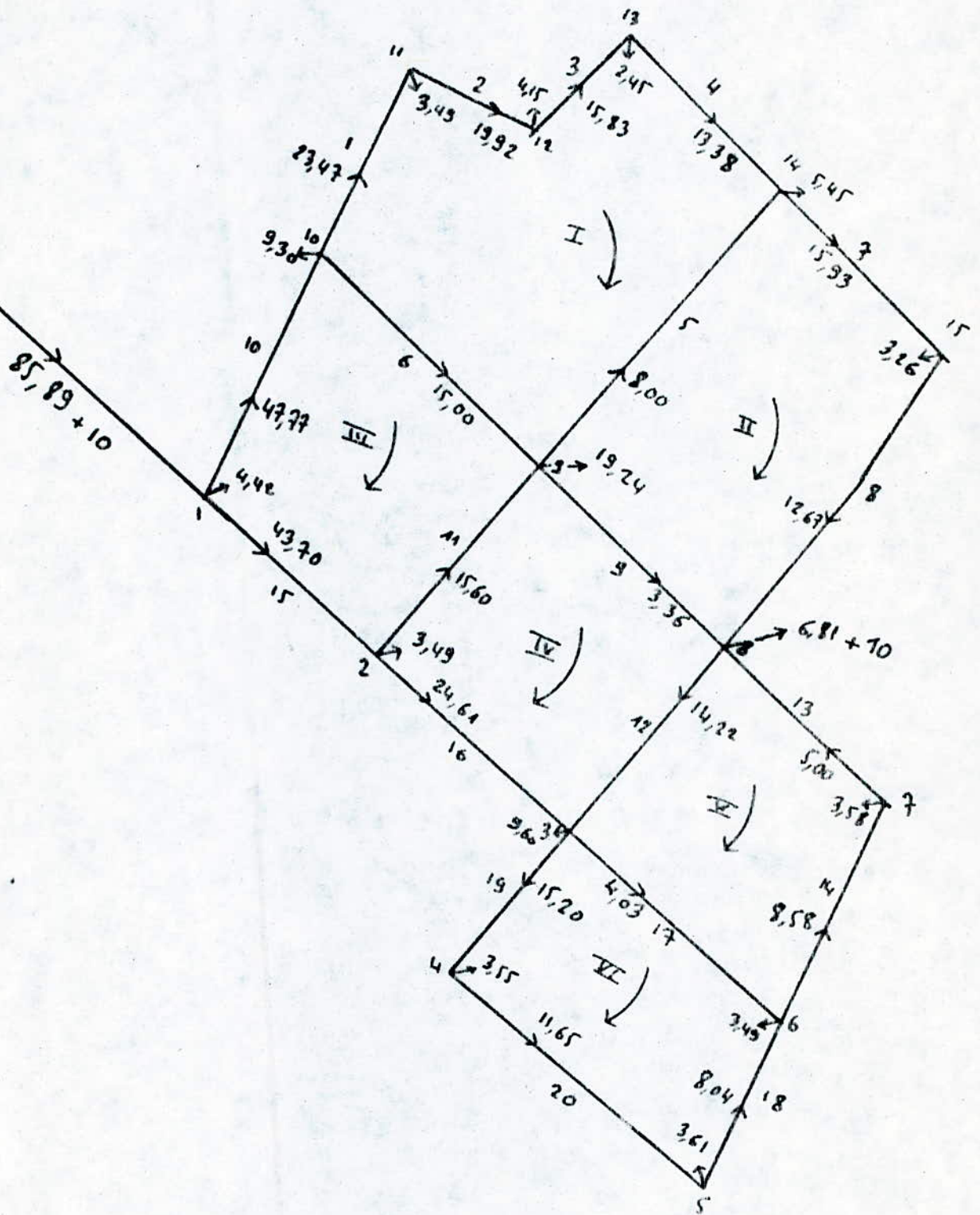
$$C_{TP} = 215,116 + 5 + 0,5 = 220,616 \text{ m};$$

On admet des vitesses entre (0,4 ; 1,5) m/s

| N° MAILLES | | CARACTERISTIQUE DES MAILLES | | | 1ere APPROXIMATION |
|------------|------------|-----------------------------|---------------|-------|--------------------|
| Primaire: | adjacente; | Tronçon | \varnothing | L_e | Q_0 l/s |
| | | | mm | m | |
| 1 | 3 | 9-10 | 150 | 288 | -15,00 |
| | | 10-11 | 200 | 213 | 23,47 |
| | | 11-12 | 200 | 127 | 19,98 |
| | | 12-13 | 150 | 132 | 15,83 |
| | | 13-14 | 150 | 224 | 13,38 |
| | 2 | 14-9 | 125 | 354 | - 8,00 |
| | 2 | 4 | 8-9 | 100 | 247 |
| 1 | | 9-14 | 125 | 354 | 8,00 |
| | | 14-15 | 150 | 219 | 15,93 |
| | | 15-8 | 150 | 336 | 12,67 |
| 3 | | 1-2 | 250 | 224 | -43,70 |
| | 4 | 2-9 | 150 | 236 | -15,60 |
| | 1 | 9-10 | 150 | 288 | 15,00 |
| | | 10-1 | 250 | 253 | 47,77 |
| 4 | | 2-3 | 200 | 253 | -24,61 |
| | 5 | 3-8 | 100 | 230 | 14,22 |
| | 2 | 8-9 | 100 | 247 | 3,36 |
| | 3 | 9,2 | 150 | 236 | 15,60 |
| 5 | | 3-6 | 100 | 273 | - 4,03 |
| | | 6-7 | 125 | 236 | - 8,58 |
| | | 7-8 | 100 | 207 | - 5,00 |
| | 4 | 8-3 | 100 | 230 | -14,22 |
| 6 | | 3-4 | 150 | 181 | -15,20 |
| | | 4-5 | 125 | 328 | -11,65 |
| | | 5-6 | 125 | 173 | - 8,04 |
| | 5 | 6-3 | 100 | 273 | 4,03 |

shemas du reseau de distribution.

Répartition arbitraire des débits.



REMARQUE : Le calcul du reseau a été executé sur ordinateur par la méthode de CROSS.

RESULTATS: STRUCTURE DU RESEAU

```

MAILLE N°..... 1
BRANCHE CORRES..... 1 2 3 4 -5 -6

MAILLE N°..... 2
BRANCHE CORRES..... 5 7 8 -9

MAILLE N°..... 3
BRANCHE CORRES..... 10 6 -11 -15

MAILLE N°..... 4
BRANCHE CORRES..... 11 9 -12 -16

MAILLE N°..... 5
BRANCHE CORRES..... 12 13 -14 -17

MAILLE N°..... 6
BRANCHE CORRES..... 17 -18 -20 -19
    
```

| BRANCHE | DIAMETRE (mm) | LONGUEUR (m) | DEBITS (l/s) | P.D.C (m) |
|---------|------------------|-----------------|-----------------|--------------|
| 1 | 200 | 213 | 19,243 | 0,50512 |
| 2 | 200 | 127 | 15,753 | 0,20357 |
| 3 | 150 | 132 | 11,603 | 0,51854 |
| 4 | 150 | 224 | 9,153 | 0,55437 |
| 5 | 125 | 354 | 3,486 | 0,34780 |
| 6 | 150 | 288 | 13,108 | 1,43012 |
| 7 | 150 | 219 | 7,189 | 0,33896 |
| 8 | 150 | 336 | 3,929 | 0,16472 |
| 9 | 100 | 247 | 3,675 | 0,64354 |
| 10 | 250 | 253 | 41,652 | 0,85683 |
| 11 | 150 | 236 | 13,292 | 1,20397 |
| 12 | 100 | 230 | 2,271 | 0,31122 |
| 13 | 100 | 207 | 3,065 | 0,49996 |
| 14 | 125 | 236 | 0,515 | 0,00669 |
| 15 | 250 | 224 | 49,818 | 1,07850 |
| 16 | 200 | 253 | 33,036 | 1,72911 |
| 17 | 100 | 275 | 3,393 | 0,79821 |
| 18 | 125 | 173 | 0,612 | 0,00673 |
| 19 | 150 | 181 | 7,772 | 0,32554 |
| 20 | 125 | 328 | 4,222 | 0,46337 |

NOMBRE D'ITERATIONS EST EGALE A.....18
 DERNIERE CORRECTION DU DEBIT:Q(L/S) = 0,94928E-02
 ERREUR MAXIMALE SUR LA P.D.C : H(m)= 0,794059E -02

ADDITION : Dans notre étude l'adduction est assurée par refoulement

1. Choix du tracé: Pour l'établissement de la conduite de refoulement il y a lieu de respecter des impératifs dans la mesure du possible.

- Choisir le cheminement le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement
- Le profil en long aussi régulier possible.
- Eviter les contre pentes pour éviter les pénétrations des poches d'air aux endroits du plus haut de la conduite (cavitation).
- Suivre les accotements de route, si cela est possible.
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les buttes importantes.

Dans notre cas par la topographie des lieux on a une adduction par refoulement, on aura un refoulement d'un forage sur une bache de reprise qui à son tour ~~refoulera~~ refoulera dans le réservoir.

2. Consideration économique: La détermination du diamètre économique est une optimisation entre coût d'investissement au diamètre de la conduite et le coût d'énergie de pompage.

- a. Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre de conduite augmente par diminution des pertes de ~~en~~ charges.
- b. Les frais d'amortissement qui croissent avec ^e diamètre de canalisation ajoutant quelque paramètre qui peuvent intervenir tel que le prix de revient du mètre linéaire de la conduite et le prix en KWH d'énergie électrique; le facteur d'utilisation (n) de la station de pompage et d'annuité (a) qui amortit un capital investi avec un taux pour une période généralement égale à la demi-vie du matériel.

3. Calcul du Diamètre économique:

Relation du Bonini: $D = \sqrt{Q}$;

Cette relation donne une approche du diamètre économique, la valeur du diamètre déterminée sera normalisée.

Données:

$$Q_{\text{apport}} : 205 \text{ m}^3/\text{h} = 56,94 \text{ l/s} = 0,05694 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\varepsilon = 10^{-4} \text{ - rugosité ;}$$

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \text{ - viscosité cinématique ;}$$

L - longueur reliant la bache de reprise au réservoir.

$$h = 475 \text{ metres.}$$

$$D = \sqrt{Q} = 0,2386 \text{ m} \approx 250 \text{ mm,}$$

Calcul de la hauteur manométrique ;

On admet des vitesses entre $[0,4 \div 1,4] \text{ m/s}$.

a) Vitesse moyenne d'écoulement:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \text{ [m/s] ,}$$

b) Nombre de "Reynolds":

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

c) f. coeff. f de frottement qui dépend du régime d'écoulement le régime turbulent rugueux, ce coefficient est donné par "NIKURADZE".

$$f_N = \left(1,14 - 0,86 \cdot \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

En régime transitoire, ce coefficient est donné par "COOLBROOK. white".

$$f_c = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{37D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_N}} \right) \right]^{-2}$$

La résolution de cette équation se fait par approximation successive, la première est donnée par formule de

"Nikuradze"

d) Le gradient des pertes de charge, en régime turbulent rugueux donné par "DARCY - WEISSBACH"

$$J_r = \frac{f_r}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

e) la perte de charge linéaire en régime turbulent rugueux :

$$\Delta h_r = J_r \cdot L \text{ (m)}$$

f) facteur de correction pour les gradients de perte de charge :

$$\lambda J^{5,3} = \frac{f_c}{f_r} ; \quad J = \lambda \cdot J^{5,3} \cdot J_r ;$$

g) - Perte de charge linéaire en régime de transition ;

$$\Delta h_e = J \cdot L \text{ (m)}$$

h) - Perte de charge singulière sont estimées à 15% de la perte de charge linéaire.

$$\Delta h_s = 0,15 \Delta h_e ; \text{ (m)}$$

i) Perte de charge total

$$\Delta H_e = \Delta h_e + \Delta h_s \text{ (m)}$$

k) hauteur manométrique total ;

$$H_g = \text{C.T.P.} - \text{C. Arrivée d'eau dans la bache} + \text{Hauteur d'aspiration}$$

$$\text{C.T.P.} = 220,616 \text{ m ;}$$

$$H_g = 220,616 - 163,6 + 2 = 59,012 \text{ m ;}$$

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_e$$

l) calcul de la puissance absorbée :

$$P = \frac{\rho g Q H_{mt}}{\eta} \text{ [kW] ;}$$

a) Energie Consommée E:

$$E = P \cdot 24 \cdot 365 \quad [\text{Kw} \cdot \text{h/ann}]$$

b) frais d'exploitation de la station de pompage

$$F_e = E \cdot e$$

e: tarif d'énergie.

$$e = 0,19 \text{ D.A. Kw} \cdot \text{h}$$

c) frais d'amortissement:

Pour une conduite amortie pendant une durée de 80 ans avec un taux d'intérêt de 7,5% \Rightarrow

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i = \frac{0,075}{(1,075)^{80} - 1} + 0,075 = 0,084;$$

| | | | | | |
|-----------------------------|-------------------|-------------------|----------------------|----------------------|---------------------|
| D(mm) | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 |
| V(m/s) | 1,81 | 1,16 | 0,81 | 0,59 | 0,41 |
| $\frac{Q}{D}$ | $5 \cdot 10^{-4}$ | $4 \cdot 10^{-4}$ | $3,33 \cdot 10^{-4}$ | $2,85 \cdot 10^{-4}$ | $2,5 \cdot 10^{-4}$ |
| Re | $3,6 \cdot 10^5$ | $2,9 \cdot 10^5$ | $2,43 \cdot 10^5$ | $2,06 \cdot 10^5$ | $1,8 \cdot 10^5$ |
| f_r | 0,01833 | 0,01801 | 0,01788 | 0,01790 | 0,01798 |
| J_r | 0,01530 | 0,00494 | 0,00199 | 0,00090 | 0,00046 |
| ΔH_r | 7,2675 | 2,3465 | 0,94525 | 0,4275 | 0,2185 |
| f_c | 0,01838 | 0,01809 | 0,01802 | 0,01810 | 0,01828 |
| $\lambda \cdot \frac{L}{D}$ | 1,00272 | 1,00444 | 1,00783 | 1,01117 | 1,01801 |
| η | 0,01534 | 0,00496 | 0,00200 | 0,00091 | 0,00047 |
| ΔH_e | 7,28650 | 2,35600 | 0,95000 | 0,43225 | 0,22325 |
| ΔH_s | 1,092975 | 0,353400 | 0,142500 | 0,0643375 | 0,0334875 |
| ΔH_e | 8,379475 | 2,7094 | 1,0925 | 0,4970875 | 0,2567375 |
| $H_{m.e}$ | 67,391475 | 61,7214 | 60,1045 | 59,5090875 | 59,2687875 |

Frais d'amortissement:

| Diametre (mm) | Prix (me) (D.A) | Longeur (m) | Prix de la conduite | Amortissement P.A (D.A) |
|---------------|-----------------|-------------|---------------------|-------------------------|
| 200 | 229,56 | 475 | 109041 | 9159,444 |
| 250 | 267,22 | 475 | 126929,5 | 10662,078 |
| 300 | 333,07 | 475 | 158208,25 | 13289,493 |
| 350 | 437,60 | 475 | 207860 | 27460,240 |
| 400 | 545,17 | 475 | 268955,75 | 2752,283 |

Frais d'exploitation.

| Diametre (mm) | Hmt (m) | $P = \frac{P_{g0} H_{mt}}{0,75}$ [Kw] | E (Kw h/an) | Fe (D.A) |
|---------------|------------|---------------------------------------|-------------|-----------|
| 200 | 67,391475 | 50,19149 | 439677,4524 | 83538,716 |
| 250 | 61,721400 | 45,96856 | 402684,5856 | 76510,071 |
| 300 | 60,104500 | 44,76434 | 392135,6184 | 74505,767 |
| 350 | 59,5090875 | 44,32089 | 388250,9964 | 73767,689 |
| 400 | 59,2687375 | 44,14138 | 386622,8638 | 73469,745 |

Bilan:

| Diametre (mm) | Frais d'exploitation (D.A) | Frais d'amortissement (D.A) | Total (D.A) |
|---------------|----------------------------|-----------------------------|-------------|
| 200 | 83538,716 | 9159,444 | 92698,160 |
| 250 | 76510,071 | 10662,078 | 87172,149 |
| 300 | 74505,767 | 13289,493 | 87795,260 |
| 350 | 73767,689 | 17460,240 | 91227,929 |
| 400 | 73469,745 | 2752,283 | 95222,028 |

Donc le diametre economique est :
 ϕ 250

F_3 Baie de reprise

$$D = \sqrt{\phi} = \sqrt{0,035} = 1,87 \text{ mm,}$$

$$L = 150 \text{ m.}$$

$$H_g = 163,6 - 151,4 = 12,2 \text{ m.}$$

| ϕ mm | V m/s | Re | f_r | γ_r | Δh_r | f_c | $K \gamma^{5,3}$ | γ | Δh_c | Δh_s | Δh_t | Hmt |
|--------------|----------|--------|--------|------------|--------------|-------|------------------|----------|--------------|--------------|--------------|-------|
| 150 | 1,98 | 297000 | 0,019 | 0,025 | 3,87 | 0,019 | 1,005 | 0,026 | 3,88 | 0,58 | 4,47 | 16,67 |
| 200 | 1,11 | 222000 | 0,019 | 0,006 | 0,88 | 0,019 | 1,005 | 0,006 | 0,88 | 0,13 | 1,018 | 13,22 |
| 250 | 0,71 | 177500 | 0,0188 | 0,002 | 0,28 | 0,019 | 1,0106 | 0,002 | 0,28 | 0,04 | 0,33 | 12,53 |

Coûts d'exploitation:-

| ϕ (mm) | Hmt (m) | P [kw] | E [kw/h/an] | Fe (D.A) |
|-------------|------------|-----------|-------------|-------------|
| 150 | 16,668 | 7,6306104 | 66844,1471 | 12700,38795 |
| 200 | 13,218 | 6,0512004 | 53008,5155 | 10071,61795 |
| 250 | 12,528 | 5,7353184 | 50241,38918 | 9545,863945 |

Coûts d'amortissement

| ϕ (mm) | Prix ml (D.A) | longueur (m) | Prix en (D.A) | Amortiss (D.A) |
|-------------|------------------|--------------|---------------|----------------|
| 150 | 122,60 | 150 | 18390 | 1544,760 |
| 200 | 137,59 | 150 | 20638,5 | 1733,634 |
| 250 | 162,32 | 150 | 24348 | 2045,232 |

Bilan

| ϕ (mm) | Fe (D.A) | F.A (D.A) | total (D.A) |
|-------------|-------------|-----------|-------------|
| 150 | 12700,38795 | 1544,760 | 14245,14799 |
| 200 | 10071,61795 | 1733,634 | 11805,25195 |
| 250 | 9545,863945 | 2045,232 | 11591,09595 |

$$\phi_{eco} = 250 \text{ mm};$$

f_2 - Bache de reprise;

$$D = \sqrt{\phi} = \sqrt{0,025} = 158 \text{ mm};$$

$$L = 45 \text{ m}; \quad Hg = 163,6 - 151,6 = 12 \text{ m};$$

| ϕ (mm) | V m/s | Re 10^2 | f_r | f_c | Δh_r | f_c | $kg^{5,5}$ | f | Δh_c | Δh_s | Δh_t | H_{mt} |
|-------------|---------|----------------|--------|-------|--------------|--------|------------|-------|--------------|--------------|--------------|----------|
| 150 | 1,41 | 2115 | 0,02 | 0,013 | 0,603 | 0,019 | 1,000 | 0,013 | 0,603 | 0,09 | 0,693 | 12,69 |
| 200 | 0,79 | 1580 | 0,019 | 0,03 | 0,139 | 0,019 | 1,005 | 0,003 | 0,139 | 0,020 | 0,160 | 12,16 |
| 250 | 0,51 | 1275 | 0,0196 | 0,001 | 0,045 | 0,0199 | 1,015 | 0,001 | 0,045 | 0,006 | 0,0517 | 12,05 |

frais d'amortissement;

| ϕ (mm) | Prix ml (DA) | longueur (m) | Prix de la Cond (D.A) | Amortissement (D.A) |
|-------------|--------------|--------------|-----------------------|---------------------|
| 150 | 122,6 | 45 | 5517 | 463,4280 |
| 200 | 137,59 | 45 | 6191,55 | 520,0902 |
| 250 | 162,32 | 45 | 7304,4 | 613,5696 |

frais d'exploitation

| ϕ (mm) | H_{mt} (m) | P (KW) | $E = P \cdot 24 \cdot 365$ KW.h/an | $F_e = E \cdot c$ (DA) |
|-------------|--------------|-----------|---------------------------------------|------------------------|
| 150 | 12,6934 | 4,1507418 | 36360,498 | 6908,49 |
| 200 | 12,1604 | 3,9764508 | 34833,709 | 6618,4 |
| 250 | 12,0517 | 3,9409059 | 34522,33568 | 6559,248 |

bilan

| ϕ (mm) | F_e (DA) | F_A (DA) | total (D.A) |
|-------------|------------|------------|-------------|
| 150 | 6908,494 | 463,428 | 7371,9226 |
| 200 | 6618,40471 | 520,09020 | 7138,4949 |
| 250 | 6559,24378 | 613,56960 | 7172,81338 |

$$\phi_{eco} = 200 \text{ (mm)}$$

CHAPITRE 7

EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

a. Nature de canalisation.

Le réseau sera constitué de tuyaux en acier, pour les multiples avantages qu'il présente à savoir :

- Ils supportent des pressions élevées.
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement de ~~xxxxxxx~~ terrain) est supérieure à celle des tuyaux en matières plastiques et en fonte.
- Ils sont plus longs que les tuyaux en fonte, ce qui diminue le nombre de raccordement et rend la pose plus simple.
- Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où une économie sur le transport.
- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de services si dures soient-elles. Ils offrent une bonne flexibilité.
- Comparativement à la fonte l'acier présente l'avantage de ne pas être fragile.
- ils sont aussi disponibles sur le marché.

b. Appareils et accessoires.

- Robinets-vanne : ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation. On les met donc à chaque noeud du réseau, ou sur le parcours d'une longue conduite afin de faciliter la répartition d'un bief accidenté tout en limitant la gêne occasionnée.
- Ventouses : Elles seront placées sur les points les plus hauts. Leur rôle est d'évacuer l'air entraîné par l'eau venant s'accumuler en ces points et qui a tendance à perturber l'écoulement ou à détériorer le réseau.
- Robinet de décharge (vidange): ils sont prévus aux points bas du réseau en vue de la vidange de la conduite sur l'égout voisin.
- Bouches d'incendies: elles seront installées sur des canalisations maîtresses capables de fournir un débit minimal de 10 l/s sur une pression de 0,6 bars minimale. Elles seront espacées de 200 à 300 m et réparties suivant l'importance des risques à défendre.
- Bouches de lavage : elles sont utilisées pour le lavage des rues, et des caniveaux.
- Bouches d'arrosage: elles sont disposées aux alentours des jardins publics, espaces verts et pour permettre l'entretien des plantes.

c. - Raccordement

- Tés : on envisage des tés à 2 ou 3 emboitements pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour pouvoir les placer.
- Les croix à quatre emboitement qui ont le même rôle que les tés.
- Les coudes pour permettre le changement de direction.
- Les bouts d'extrémités pour la mise en place d'appareils hydrauliques. (voir planche: équipement - hydraulique).

d. - Epreuves de joints et canalisations ~~XXXXXXXXXX~~ principales.

Dans le but de s'assurer de l'étanchéité des joints, un essai à la presse hydraulique est effectué sur la canalisation quand elle est mise en place. Pour y procéder, l'aval de la canalisation est obturé avec une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe d'épreuve est branchée.

Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du dit revêtement. Cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

e. - Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il ~~est~~ ^{seut} procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets vannes des branchements et des raccordements étant fermés.

Après quarante huit heures (48h) de mise en pression, la perte par rapport à la capacité du réseau est alors constatée.

f. - Surveillance et entretien du réseau

- Désinfection: avant de livrer l'eau à la consommation publique une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, comme après toute réparation sur une canalisation, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. La désinfection peut s'effectuer, soit au chlore soit au permanganate de potassium, l'essentiel étant que la liqueur stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau.
- Détection des fuites d'eau: la recherche et la localisation des fuites d'eau doit s'effectuer le plus souvent avec des appareils acoustiques, qui sont de deux types mécaniques et électrique.

- Désincrustation des canalisations: dans la canalisation, il peut y avoir des dépôts organiques et des dépôts limoneux. Leur nettoyage s'effectue par procédé mécanique ou chimique à base d'acide passif⁸. On propose l'acide ~~XXXXXXXXXXXX~~ chlorhydrique qui est le plus employé.

CHAPITRE 8

- CHOIX DES POMPES :

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus des données à respecter :

Ces caractéristiques seront fonctions du débit, hauteur d'elevation, le rendement etant donné la longévité des pompes est de 15 ans (selon le constructeur).

Nous proposons l'installation pour chaque forage d'une seconde pompe de même type pour le secours en cas de panne.

TYPE DE POMPE :

| FORAGE | DEBIT m3/h | H _{MT} m | Nbre tour/min tr/min | diametre mm | rendement % | puissance KW |
|--------|---------------|----------------------|-------------------------|----------------|----------------|-----------------|
| F 1 | 126 | 12,53 | 2900 | 150 | 74 | 6,5 |
| F 2 | 90 | 12,16 | 2850 | 150 | 73 | 6,0 |

Les valeurs du tableau precedent sont obtenues par catalogue ATURIA pour les pompes immergées à axe vertical.

Notre groupe electropompe immergé est du type XNBH.

Pour F1 groupe electropompe est XNBH1D - moteur N 610

POUR F2 groupe electropompe est XNBH1L - moteur N 607

F1 ---Bache de reprise $\varnothing = 250$ (mm); HMT = 12,2 + HT; $V = 4Q / (3,14 D^2)$, $E = 0,1$ mm ; $\nu = 10^{-6}$ m²/s; L = 150m

| Q(m ³ /h) | Q(m ³ /s) | V(m/s) | Re | Fr | Fc | $J = \frac{8Fe}{3,14^2 g} \frac{Q^2}{D^5}$ | He = J.L | HT = 1,15 He | H _{mt} |
|----------------------|----------------------|--------|--------|---------|---------|--|----------|-----------------------|-----------------|
| 20 | 0,005 | 0,10 | 25000 | 0,01615 | 0,02747 | 0,0000581 | 0,008715 | 0,010023 | 12,21 |
| 60 | 0,016 | 0,32 | 80000 | 0,01615 | 0,02142 | 0,000464 ₁ | 0,069594 | 0,080033 | 12,28 |
| 90 | 0,025 | 0,51 | 127500 | 0,01615 | 0,01989 | 0,0010518 | 0,157770 | 0,181436 | 12,38 |
| 110 | 0,030 | 0,61 | 152500 | 0,01615 | 0,01941 | 0,0014780 | 0,221707 | 0,254963 | 12,45 |
| 126 | 0,035 | 0,71 | 177500 | 0,01615 | 0,01904 | 0,0019734 | 0,297615 | 0,340486 8 | 12,54 |
| 140 | 0,038 | 0,77 | 192500 | 0,01615 | 0,01886 | 0,0023042 | 0,345637 | 0,397483 | 12,59 |
| 180 | 0,050 | 1,02 | 255000 | 0,01615 | 0,01831 | 0,0038730 | 0,580952 | 0,668095 | 12,86 |
| 220 | 0,061 | 1,24 | 310000 | 0,01615 | 0,01799 | 0,0056638 | 0,849577 | 0,977014 | 13,17 |

F₂: ----bahe de reprise Ø 200mm ; HMT = 12 + HT ; $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$; E = 0,1mm ; $V = \left(\frac{4Q}{3,14 \cdot D^2}\right) ; L = 45\text{m}$

| Q(m ³ /h) | Q(m ³ /s) | V m/s | Re | Fr | Fc | J | He=J.L | HT=1,15he | HMT |
|----------------------|----------------------|---------|--------|-----------|----------|----------|---------|-----------|--------|
| 40 | 0,0111 | 0,35332 | 70664 | 0,0169684 | 0,022197 | 0,000706 | 0,03177 | 0,03653 | 12,036 |
| 60 | 0,0166 | 0,52839 | 105678 | 0,0169684 | 0,020838 | 0,001482 | 0,06671 | 0,07671 | 12,076 |
| 70 | 0,0194 | 0,61752 | 123504 | 0,0169684 | 0,020397 | 0,001982 | 0,08891 | 0,10256 | 12,102 |
| 80 | 0,0222 | 0,70664 | 141328 | 0,0169684 | 0,020051 | 0,002551 | 0,11482 | 0,13204 | 12,132 |
| 90 | 0,0250 | 0,79577 | 159154 | 0,0169684 | 0,019771 | 0,003190 | 0,14357 | 0,16510 | 12,165 |
| 100 | 0,0277 | 0,88171 | 176342 | 0,0169684 | 0,019548 | 0,003872 | 0,17427 | 0,20041 | 12,200 |
| 110 | 0,0305 | 0,97084 | 194168 | 0,0169684 | 0,019352 | 0,004648 | 0,20917 | 0,24054 | 12,240 |
| 120 | 0,0333 | 1,05997 | 211994 | 0,0169684 | 0,019185 | 0,005493 | 0,24719 | 0,28426 | 12,284 |
| 140 | 0,0388 | 1,23504 | 247008 | 0,0169684 | 0,018920 | 0,007354 | 0,33095 | 0,38059 | 12,380 |
| 160 | 0,0444 | 1,41330 | 282660 | 0,0169684 | 0,018710 | 0,009324 | 0,42857 | 0,49285 | 12,492 |

Bache de reprise --- Reservoir:

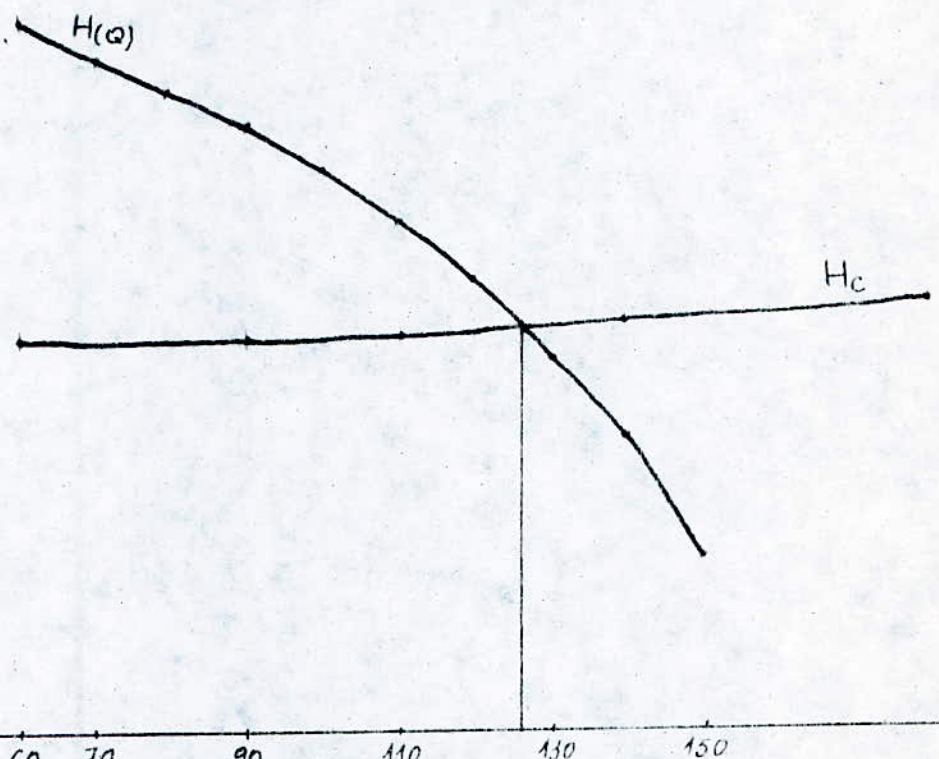
$$L = 475\text{m}, V = 10^{-6}\text{m}^2/\text{s} ; E = 0,1\text{mm}; Q_{\text{apport}} = 205\text{m}^3/\text{h} = 0,05694\text{m}^3/\text{s} ; \varnothing = 250\text{mm} ; \text{HMT} = 59,012 + \text{HT} ; v = \frac{4 \cdot Q}{3,14 \cdot D^2} = 1,159\text{m/s}$$

| Q m ³ /h | Q m ³ /s | V m/s | Re | Fr | J | He = J.L | HT = 1,15.HE | HMT m |
|---------------------|---------------------|-------|--------|-----------|-----------|----------|--------------|-----------|
| 120 | 0,03333 | 0,678 | 169500 | 0,0161508 | 0,0018006 | 0,855285 | 0,983577 | 59,995577 |
| 140 | 0,03888 | 0,792 | 198000 | 0,0161508 | 0,0024055 | 1,142612 | 1,314004 | 60,326004 |
| 169 | 0,04444 | 0,905 | 226250 | 0,0161508 | 0,0030974 | 1,471265 | 1,691954 | 60,703954 |
| 080 | 0,05000 | 1,018 | 254500 | 0,0161508 | 0,0038747 | 1,840482 | 2,116554 | 61,128554 |
| 205 | 0,05694 | 1,159 | 289750 | 0,0161508 | 0,0049643 | 2,358042 | 2,711748 | 61,723748 |
| 220 | 0,06111 | 1,245 | 311250 | 0,0161508 | 0,0056416 | 2,67976 | 3,081724 | 62,093724 |
| 240 | 0,06666 | 1,358 | 339500 | 0,0161508 | 0,0067129 | 3,188627 | 3,666921 | 62,678921 |
| 260 | 0,07222 | 1,471 | 367750 | 0,0161508 | 0,0078304 | 3,71944 | 4,277356 | 63,289356 |
| 280 | 0,07777 | 1,584 | 396000 | 0,0161508 | 0,0090305 | 4,289487 | 4,932910 | 63,944910 |
| | 0,00000 | | | | | | | |

H [m]

F

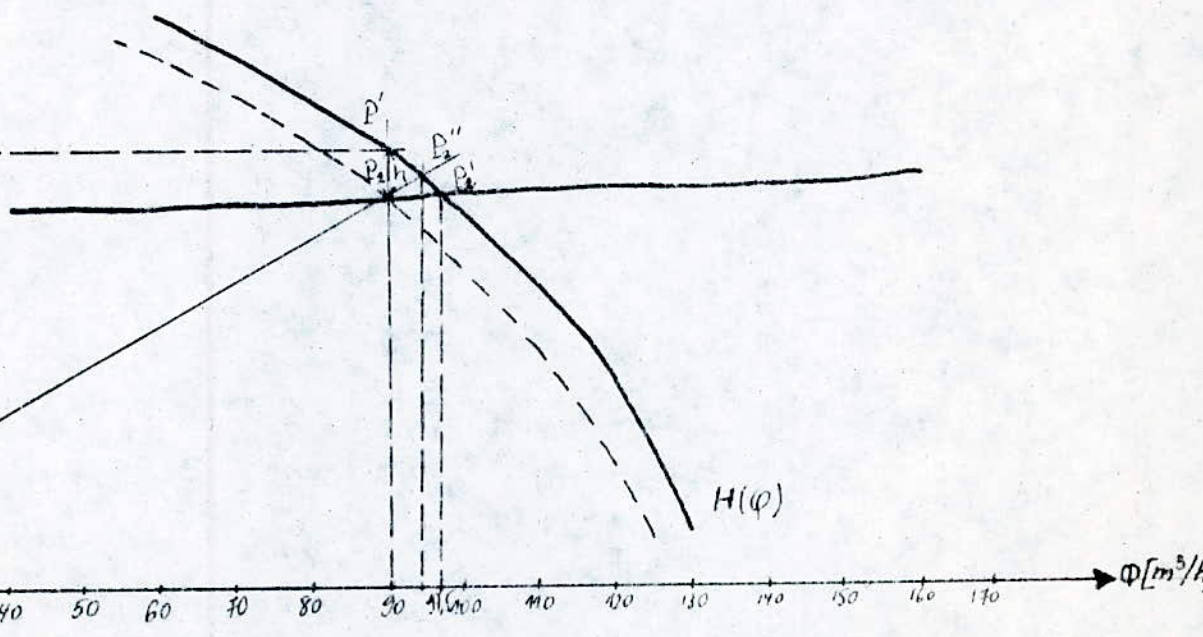
BACHE DE REPRISE 1D



H [m]

F

BACHE DE REPRISE 1L

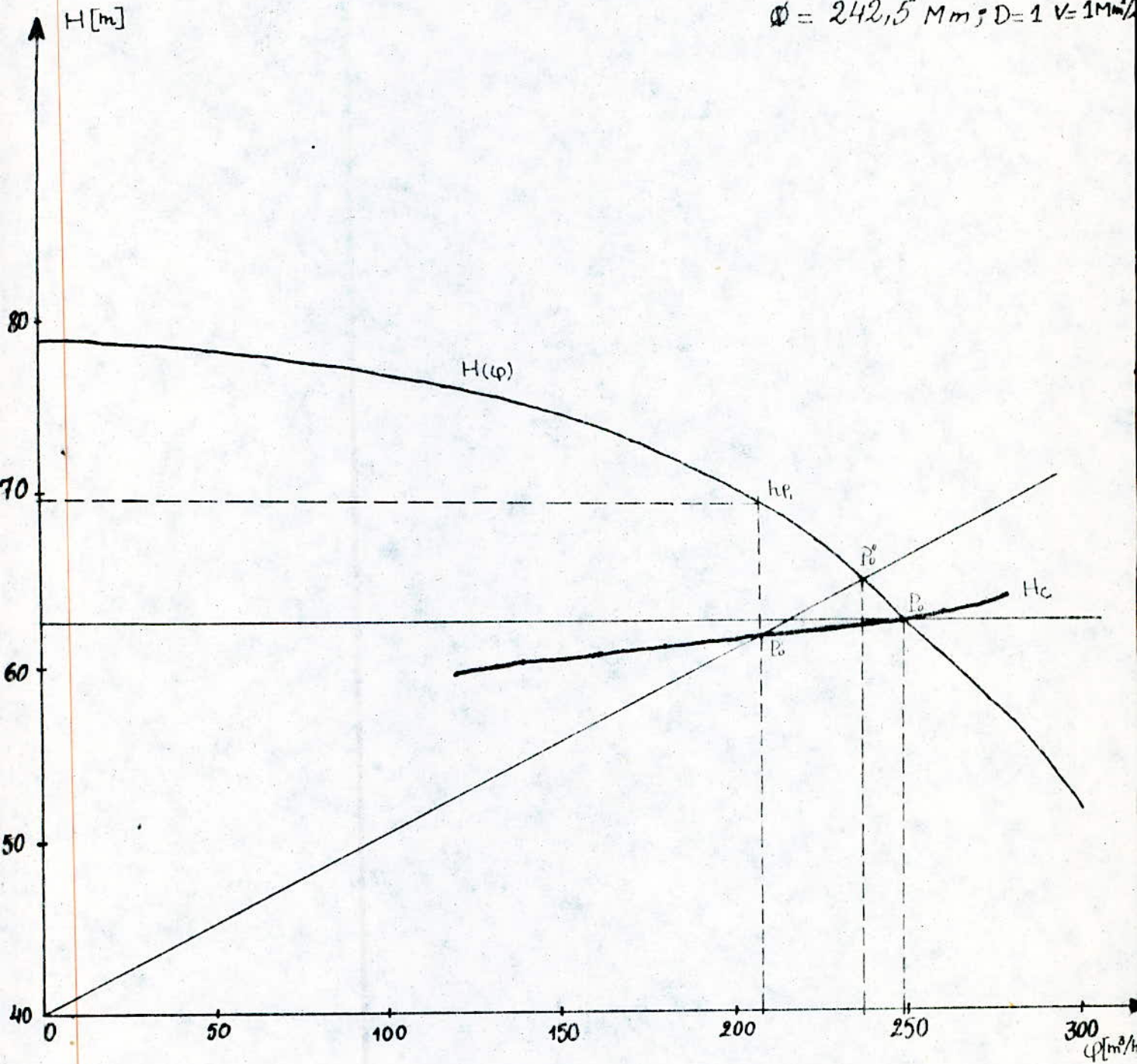


BACHE DE REPRISE AU RESERVOIR

TYPE POMPE MEN 100-250

$n = 2900 \text{ tr/min}$

$\varnothing = 242,5 \text{ Mm}; D=1 \text{ V}=1 \text{ Mm}^2$



- FORAGE F1

Nous avons le point P qui represente le point de fonctionnement desire avec un debit.

Q = 126 m3/h , HMT = 12,53m

Dans notre cas la courbe H (Q) passe par le point desire donc on n'a pas besoin de faire des modifications.

- Ni par diminution de temps de pompage .
- Ni par vannage au refoulement .
- Ni le rognage de la roue.

- FORAGE F2

Premiere solution,

Diminution de temps de pompage

Point P₂ , Q₂ = 90m3/h, HMT = 12,16m

Point P'₂ , Q'₂ = 97,5 m3/H ; HMT = 12,25m

Le volume entrant à la bache est

90 . 9 = 810 m3

Le temps de pompage se reduira à

$\frac{810}{97,5} = 8,307 \text{ H}$

La puissance absorbée par la pompe:

$$P_p = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{n} = \frac{9,81 \cdot 0,0270 \cdot 12,25}{0,73} = 4,444 \text{ KW}$$

Avec majoration de 10% , P_p = 4,888 KW

Deuxieme solution

Vannage au refoulement:

On cree une perte de charge h par vannage

$h = h_{p1} - h_{p2} = 13,2 - 12,16 = 1,04$

La puissance absorbée sera

$$P_p = \frac{9,81 \cdot 0,025 \cdot 13,2}{0,73} = 4,434 \text{ KW}$$

Avec majoration de 10% , P_p = 4,877 KW

Troisième solution

Le rognage

les triangles $OP_2 Q_2$ et $OP_2'' Q_2''$ sont semblables

$$\frac{\varphi_2''}{\varphi_2} = \frac{H_2''}{H_2} = \frac{1}{m^2}$$

$$m = \sqrt{\frac{\varphi_2}{\varphi_2''}} = \sqrt{\frac{90}{95}} = 0,9735$$

Pourcentage de rognage sera $1 - 0,9735 = 0,0267 = 2,67\%$ 20%

La puissance absorbée par la pompe sera

$$P_p = \frac{0,81 \cdot 0,025 \cdot 12,16}{0,73} = 4,0852 \text{ KW}$$

Majoration de 10% $P_p = 4,4937 \text{ KW}$

Enfin correspondant à une énergie dissipée minimale (puissance) on optera pour la troisième solution le rognage

Bache de reprise - Reservoir

Type de pompe

MEN 100 - 250

N 2900 Tr/min

M = 77%

D = 242,5 mm.

$\dot{V} = 1 \text{ m}^2/\text{s}$

1ère solution

Diminution du temps de pompage :

Point P_0' $\begin{matrix} Q_0' = 205 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_0' = 61,72 \text{ m} \end{matrix}$

Point P_0 $\begin{matrix} Q_0 = 249 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_0 = 62,3 \text{ m} \end{matrix}$

Le volume entrant au reservoir pendant 24 h

$$205 \cdot 24 = 4920 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage se réduira :

$$T = \frac{4920}{249} = 19,7590 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe

$$P_p = \frac{9,81 \cdot 0,069 \cdot 62,3}{0,77} = 54,898 \text{ KW}$$

Majoration de 10%

$$P_p = 60,387 \text{ KW}$$

2eme solution

Vannage au refoulement :

On crée une perte de charge $h = h_p - h_{p\theta}$

$$69,6 - 61,72 = 7,88$$

$$P_p = \frac{9,81 \cdot 0,05694 \cdot 69,6}{0,77} = 50,493 \text{ KW}$$

Majoration de 10%

$$P_p = 55,542 \text{ KW}$$

3eme solution :

Rognage :

Les triangles $OP'_0 Q'_0$ et $OP''_0 Q''_0$ sont semblables :

$$m = \left(\frac{Q'_0}{Q''_0} \right)^{0,5} = \left(\frac{205}{236} \right)^{0,5} = 0,93$$

Pourcentage de rognage

$$1 - 0,93 = 0,07 = 7\%$$

La puissance absorbée :

$$P_p = \frac{9,81 \cdot 0,05694 \cdot 61,72}{0,77} = 44,77 \text{ KW}$$

Majoration de 10%

$$P_p = 49,247 \text{ KW}$$

On optera pour la solution ~~max~~ du rognage correspondant à une énergie minimale consommée.

CHAPITRE 9

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE PHENOMENE DU COUP DE BELIER

1.-Le coup de belier est ^{un}phenomene d'apparition d'une grande surpression ou depression ΔP qui se transmet le long de la conduite avec une vitesse très importante Appel"e celerite d'onde elastique . ^{ou} l'elasticite du materiau et la compressibilité du fluide jouent un role important/

2.Causes et effets :

Le changement instantané du regime hydraulique crée le phenomene du coup de Belier

- Arret brusque du groupe electropompe
- fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne
- demarrage simultané ou séparé d'un ou plusieurs groupes electropompe

Le coup de Belier peut provoquer une rupture de la canalisation :

- eclatement: par surpression
- ecrasement : par depression

Les variations de pressions peuvent donner aussi lieu à :

- Rupture de joints
- Deterioration des accessoires
- Déboitement de la conduite
- Un bruit désagréable dans la conduite
- UNE perte d'eau considerable

3.-Moyens de protection: on ne peut pas supprimer totalement les effets du coup de Belier mais on peut toujours chercher à des limitations à une valeur compatible de avec la resistance des installations .

Les equipements Anti-belier devront avoir pour effet de limiter la surpression et depression

Les equipements les plus utilisés

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les depressions
- Les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les reservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

ON propose dans notre cas un reservoir d'air qui est un dispositif simple et facilement controlable. Il protegera l'installation contre les depressions et surpressions, ayant comme dispositif d'etraglement, une tuyère

4. Etude du coup de belier au refoulement.

La célérité d'onde élastique

$$a = \left(\frac{K}{\rho} / \left(1 + \frac{K}{E} \frac{\varnothing}{e} \right) \right)^{0,5}$$

K : Module de compressibilité de l'eau; $K = 2 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1 \cdot 10^3 \text{ Kg / m}^3$

E : Module d'élasticité de la conduite ; $E = 2 \cdot 10^{11} \text{ n/m}^2$; acier

e : Epaisseur de la conduite ; $e = 5 \text{ mm}$

\varnothing : Diamètre de la conduite ; $\varnothing = 250 \text{ mm}$

$$a = 1154,7 \text{ m/s}$$

- L'intervalle de temps d'un aller-retour (demi-période)

$$\theta = 2L/C = 2 \cdot 475/1154,7 = 0,822 \text{ s}$$

La valeur maximale que peut atteindre le coup de belier

$$b = a V_0/g = 1154,7 \cdot 1,16/9,81 = 136,54 \text{ m}$$

Soit H_0 pression avant l'apparition du coup de belier

$H_0 = H_g$: hauteur géométrique au refoulement

Cas de surpression :

$$H_0 + b = 59,012 + 136,54 = 195,552 \text{ m}$$

Cas de dépression :

$$H_0 - b = 59,012 - 135,54 = 77,528 \text{ m}$$

Perte de charge dans la conduite de refoulement:

Ces pertes de charges sont représentées sur l'épure de BERBERON par la caractéristique de la conduite.

$$\Delta c = \alpha \cdot V/|V|; \text{ d'où } \alpha = \frac{F}{\varnothing} \frac{L}{2g};$$

F - coeff. de frottement de NE-KAURADZE.

L - longueur géométrique de refoulement.

La Perte de charge à la montée et descente de l'eau:

Pour amortir les oscillations rapides et réduire le volume du réservoir d'air, on a utilisé une tuyère à la base de ce dernier.

À la montée de l'eau au réservoir d'air, la tuyère aura un coefficient de débit de 0,92.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 \cdot d)^2}$$

V_1 - Vitesse de l'eau au niveau de la tuyère à la montée de l'eau au réservoir d'eau.

V_f - Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle du temps ϕ .

ϕ - Diamètre de la conduite de refoulement (250) mm,

d' - Diamètre de Veine Contractée.

d - Diamètre intérieur de la tuyère (65 mm);

choix de " d " tel que : $K = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2}$; $15 < K < 20$

$$K = \frac{0,250^2}{(0,92 \cdot 0,065)^2} = 17,47$$

$$V_1 = 17,47 V_f$$

La perte de charge Δh_1 à la montée de l'eau au réservoir d'air. $\Delta h_1 = C \cdot \frac{V_1^2}{2g}$;

$D = \frac{\phi}{2} = 125$ mm; - Diamètre de la tubulure.

Pression dans le réservoir d'air;

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1/4}}{U}; \quad Z_0 = H_g + 10 = 59,1022 + 10 = 69,1022 \text{ (Pression absolue)}$$

δ_0 - Perte de charge dans la conduite de refoulement au régime de fonctionnement normal.

U_0 - Volume d'air du réservoir à l'arrêt (1 m^3)

U - Nouveau volume d'air.

Pour la valeur de V_f considérée on cherche sur la Parabole des Pertes de charge les valeurs de δ, δ'

$$M = Z - \Delta h_1 - \delta$$

$$\delta = Z + \Delta h_2 + \delta'$$

$$z = 71,1 / 4^{1,4}$$

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,065)^2}{(0,125)^2} = 0,23, \text{Abaque } c = 0,59$$

$$\Delta h_1 = 0,59 \frac{V_1^2}{2g} = 9,17 V_f^2.$$

Pression de La Conduite avec perte de charge.

$$M: z - \Delta h_1,$$

$$D = z + \Delta h_2.$$

À la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de (Borda) avec un coefficient de contraction de $0,25 \times 2 = 0,5$.

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = 29,58$$

$$m' = \frac{d'^2}{D^2} = 0,067, \text{abaque } c' = 0,89.$$

$$\Delta h_2 = c' \frac{V_2^2}{2g} = 39,69 V_f^2.$$

- Variation du volume d'air:

$$\Delta U = S \cdot \Theta \cdot V_m = \pi \frac{0,25^2}{4} \cdot 0,822 \cdot V_m = 0,04 V_m.$$

Détermination de la pente de la droite:

$$b = a/g \cdot S = 2402,17 \text{ [T} \cdot \text{L}^2\text{]}. \quad q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{b}{q} = 2402,17 \cdot \text{[T} \cdot \text{L}^2\text{]}$$

Echelle des ordonnées:

$$1 \text{ cm} \rightarrow 0,05 \text{ m/s}, \quad \Phi = 2402,17 \rightarrow 480,434 \cdot \text{cm}.$$

Echelle des Abscisses:

$$1 \text{ cm} \rightarrow 0,05 \text{ m/s}; \quad \Phi = 0,05 \cdot 0,049 = 0,00245 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Donc. } 1 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow \frac{1}{0,00245} = 408,16 \text{ cm}.$$

| Interval de temps θ | VARIATION DU volume d'air $\Delta u = 0,04V_m$ | Volume d'air $U_{i+1} = u_i + \Delta u$ [m^3] | Pression dans le réservoir $z=71,1/u$ m | Vitesse dans la tubulure m/s $M = V_1 = 17,47 \sqrt{V}$ $D = V_2 = 29,58 \sqrt{V}$ m/s | Perte de charge dans la tuyère $M: \Delta h_1 = 9,17 \sqrt{V}^2$ $D: \Delta h_2 = 39,69 \sqrt{V}^2$ m/s | Pression dans la conduite avec P.D.C (m) $M: z - \Delta h_1$ $D: z + \Delta h_2$ | Perte de charge dans la cond. $\xi = 12564 \sqrt{V}^3$ m | Pression dans la conduite sans P.D.C (m) $M: z - h_1 - \xi$ $D: z + h_2 + \xi$ | Vitesse V_f sur le graphe (m/s) | Designation du point | Vitesse moyenne m/s | VITESSE CHOISIE V_f m/s |
|----------------------------|--|---|---|--|---|--|--|--|-----------------------------------|----------------------|---------------------|---------------------------|
| 0 | 0,000 | 1,000 | 71,100 | - | - | 71,100 | 2,100 | 69,000 | 1,160 | 1R | - | 1,160 |
| 1 | 0,000 | 0,044 | 66,940 | 18,168 | 9,918 | 57,021 | 1,691 | 55,329 | 1,040 | 2P | 1,1 | 1,040 |
| 2 | 0,000 | 1,081 | 63,749 | 14,203 | 6,061 | 57,687 | 1,033 | 56,653 | 0,813 | 4P | 0,9265 | 0,813 |
| 3 | 0,028 | 1,109 | 61,491 | 10,447 | 3,279 | 58,211 | 0,559 | 57,651 | 0,598 | 6P | 0,7055 | 0,598 |
| 4 | 0,019 | 1,129 | 59,980 | 6,918 | 1,438 | 58,541 | 0,245 | 58,295 | 0,396 | 8P | 0,9470 | 0,396 |
| 5 | 0,012 | 1,141 | 59,099 | 3,563 | 0,381 | 58,718 | 0,065 | 58,652 | 0,204 | 10P | 0,300 | 0,204 |
| 6 | 0,004 | 1,145 | 58,799 | 0,209 | 0,001 | 58,797 | 0,00022 | 58,796 | 0,012 | 12P | 0,108 | 0,012 |
| 7 | -0,003 | 1,142 | 59,030 | 5,087 | 1,174 | 60,204 | 0,046 | 60,255 | -0,172 | 14P | -0,08 | -0,172 |
| 8 | -0,009 | 1,132 | 59,737 | 9,228 | 3,863 | 63,600 | 0,152 | 63,752 | -0,312 | 16P | -0,242 | -0,312 |
| 9 | -0,013 | 1,118 | 60,778 | 11,240 | 5,731 | 66,509 | 0,226 | 66,734 | -0,380 | 18P | -0,346 | -0,380 |
| 10 | -0,015 | 1,102 | 61,992 | 11,979 | 6,510 | 68,502 | 0,256 | 68,750 | -0,405 | 20P | -0,392 | -0,405 |
| 11 | -0,016 | 1,086 | 63,282 | 11,832 | 6,350 | 69,632 | 0,250 | 69,883 | -0,400 | 22P | -0,402 | -0,400 |
| 12 | -0,015 | 1,071 | 64,567 | 11,092 | 5,581 | 70,149 | 0,219 | 70,368 | -0,375 | 24P | -0,387 | -0,375 |
| 13 | -0,014 | 1,056 | 65,810 | 10,130 | 4,655 | 70,465 | 0,180 | 70,649 | -0,342 | 26P | -0,358 | -0,342 |
| 14 | -0,013 | 1,043 | 66,967 | 9,110 | 3,765 | 70,732 | 0,148 | 70,880 | -0,308 | 28P | -0,325 | -0,308 |
| 15 | -0,116 | 1,032 | 68,029 | 8,134 | 3,001 | 71,030 | 8,118 | 71,100 | -0,275 | 30P | -0,291 | -0,275 |
| 16 | -0,010 | 1,021 | 68,990 | 7,099 | 2,286 | 71,270 | 0,090 | 71,360 | -0,240 | 32P | -0,257 | -0,240 |
| 17 | -0,008 | 1,013 | 69,822 | 5,768 | 1,509 | 71,331 | 0,059 | 71,400 | -0,195 | 34P | -0,217 | -0,195 |
| 18 | -0,006 | 0,006 | 70,500 | 4,348 | 0,857 | 71,340 | 0,033 | 71,400 | -0,147 | 36P | -0,171 | -0,147 |
| 19 | -0,005 | 1,001 | 70,989 | 3,179 | 0,458 | 71,447 | 0,018 | 71,460 | -0,107 | 38P | -0,127 | -0,107 |
| 20 | -0,003 | 0,997 | 71,320 | 1,686 | 0,128 | 71,450 | 0,005 | 71,500 | -0,057 | 40P | -0,082 | -0,057 |
| 21 | -0,001 | 0,996 | 71,450 | 0,236 | 0,002 | 71,452 | 0,0001 | 71,450 | -0,008 | 42P | -0,032 | -0,008 |
| 22 | 0,001 | 0,997 | 71,340 | 0,671 | 0,077 | 71,350 | 0,002 | 71,350 | 0,035 | 44P | 0,027 | 0,035 |
| 23 | 0,002 | 0,999 | 71,109 | 1,397 | 0,058 | 71,050 | 0,010 | 71,040 | 0,080 | 46P | 0,057 | 0,080 |
| 24 | 0,003 | 1,003 | 70,812 | 2,003 | 0,124 | 70,690 | 0,020 | 70,660 | 0,115 | 48P | 0,097 | 0,115 |

Observer variations

La pente sera : -

$$\tan \alpha = \frac{480,434}{408,16} = 1,177 \Rightarrow \alpha = 49^{\circ} 38' 99''$$

5. Dimensionnement du réservoir d'air : -

D'après le résultat obtenu on remarque que $V_{\text{air}} = 1,145 \text{ m}^3$,
Or à cet instant le réservoir contient encore de l'eau,
Pour éviter le passage de l'air dans la conduite, nous
proposons un volume d'air $V = 1,5 \text{ m}^3$ avec un réservoir à fonds
bombés de diamètre "1m" et dont la hauteur des fonds
est 0,3 mètres,

- Volume de la partie bombée :

$$V_b = \frac{4}{3} \cdot 3,14 \cdot 0,5^2 \cdot 0,3 = 0,314 \cdot \text{m}^3$$

- $V_2 = 1,5 - 0,314 = 1,186 \text{ m}^3$, donc la section

de la cuve : $S = \frac{\pi(1)^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2$.

Hauteur de la partie cylindrique :

$$h = \frac{V_2}{S} = \frac{1,186}{0,785} = 1,51 \text{ m}$$

Hauteur totale de la cuve :

$$H = h + 2h_b = 1,51 + 2(0,3) = 2,11 \text{ m}$$

- Hauteur occupée par l'air en régime normal
d'exploitation - Volume d'air : 1 m^3

Volume elliptique du Sommet : $0,157 \text{ m}^3$.

Volume de la partie cylindrique : $0,843 \text{ m}^3$

qui correspond à une hauteur de $\frac{0,843}{0,785} = 1,074 \text{ m}$,

Donc le Niveau normal dans le réservoir se situera à
une distance de $0,3 + 1,074 = 1,374 \text{ m}$ du Sommet de
l'appareil.

Pendant la phase de dépression le volume d'air augmente au maximum $1,145 - 1 = 0,145 \text{ m}^3$.

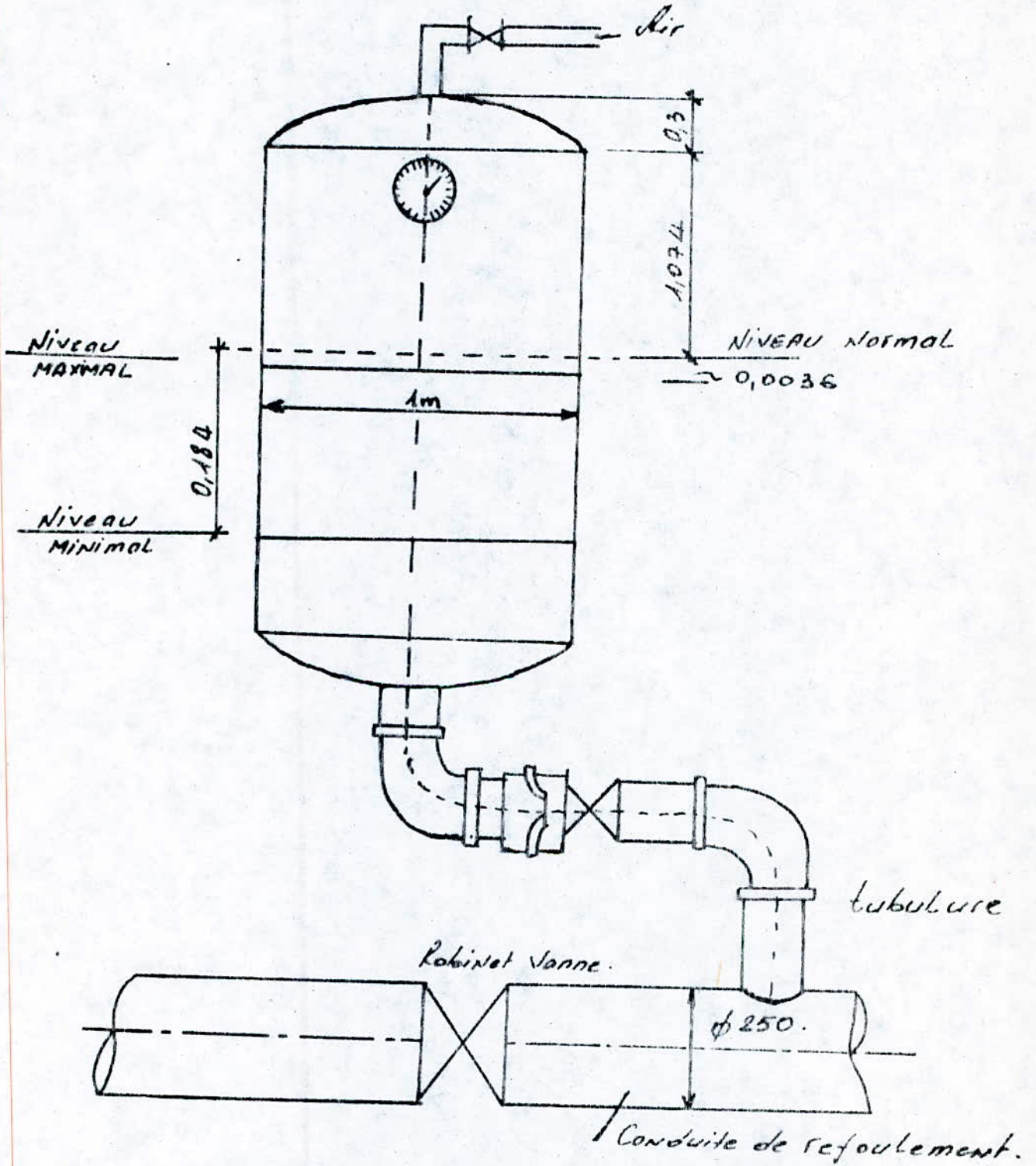
Le niveau de l'eau s'abaissera de :

$$\frac{0,145}{0,785} = 0,184 \text{ m par rapport au niveau normal.}$$

Pendant la phase de surpression le niveau de l'eau se trouve à une distance de : $\frac{10029 \text{ m} - 1}{0,785} = 0,0036 \text{ m}$.
au dessus du niveau d'eau en marche normale.

- 7 - Protection du démarrage : La conduite de refoulement doit être protégée au démarrage du groupe. Nous proposons un démarrage à vanne fermée, le coup de BELIER sera atténué lorsque l'on ouvrira progressivement la vanne.

RESERVOIR D'AIR.



PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION

1. On a deux types de corrosions:

Cas de conduite fabriqué en métal, On general le fer. l'acier

2. Corrosion extérieure caractérisé par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, soit avec la nature du sol, soit à des installations électriques à courant continu situées au voisinage du réseau.

Si ces phénomènes sont importants on a perforation (trous se forment), ou par une diminution de l'épaisseur ou par formation de couches de rouille.

Notion de base sur la corrosion.

Formation de pile est en relation avec le fonctionnement d'une pile électrique.

On a un courant électrique, l'anode perd des ions attirés par la cathode, dans ce cas l'anode est attaquée par la corrosion, contrairement à la cathode qui a reçu des ions.

3. Protection contre la corrosion externe:

Par isolation c'est à dire le tuyau est revêtu par une enveloppe isolante.

Eviter la formation de pile géologique. Dans ce cas la conduite en fer qui est protégée, grandeur des anodes détermine la durée de protection. d'acier

Pour anode de quelque de 2 à 5Kg peut donner une protection d'une dizaine d'années

Alors si la conduit qui est protégée et le rail qui est corrodé, tout ceci est en fonction de la résistivité du sol. Mais les protections par enveloppe sont toujours appliqués.

4. Corrosion interne:

Le danger de la corrosion interne n'est pas à craindre mais parfois, il y a des eaux minéralisées qui entraînent la formation du calcaire ou le dépôt calcaire ~~XXXX~~ se forme vu les faibles vitesses, il faut que l'eau soit un bon conducteur c'est à dire la résistivité de l'eau soit faible.

5. Protection: contre la corrosion interne:

Pour nature d'eau minéralisée on peut pas faire grande chose (vu traitement est cher) qui

Eviter les régions à faible vitesse.

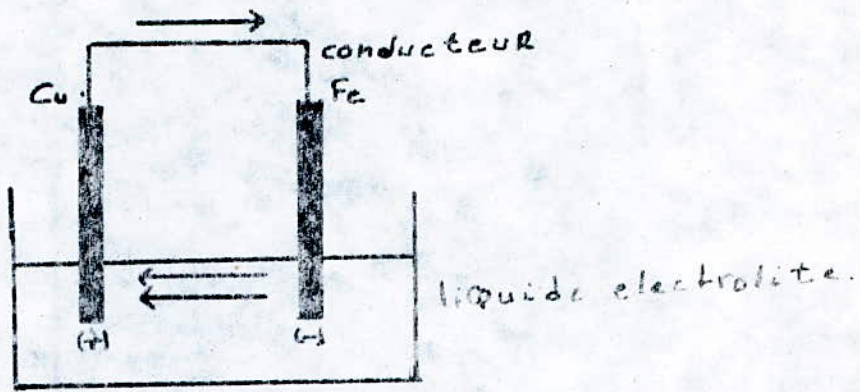
Pour la résistivité on peut pas faire grande chose.

Le revêtement à l'intérieur est délicat à réaliser surtout pour l'eau potable on a une protection interne par centrifugation de couche béton, ce procédé est réalisé pour des canalisations de diamètre supérieur à 300 mm, ~~XXXXXX~~

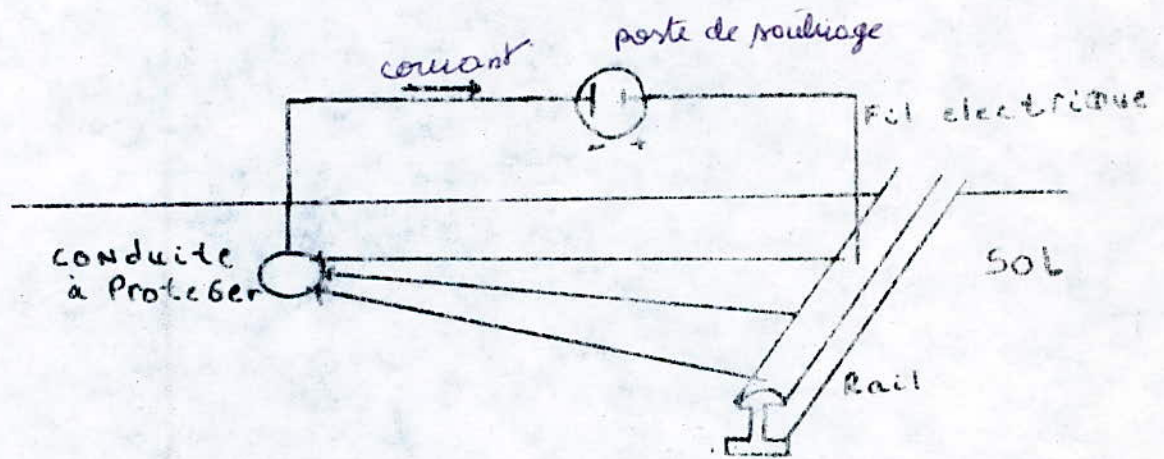
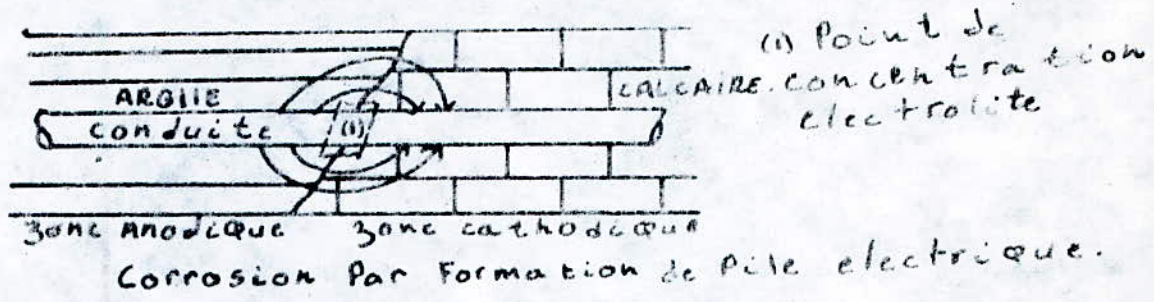
Il est intéressant de faire protection de la conduite à l'état neuf mais on peut prévoir contre la corrosion que par passage d'une certaine durée de temps.

Ce type de protection est très valable en eau de mer.

Pour maintenance à l'exploitation, éviter toutes les entrées d'air ou dégagement gazeux. -45.



Mecanisme de la corrosion.



Protection Par courant de soustraction.

DEUXIEME PARTIE

I - CONSTRUCTION DU RESERVOIR -

I-a - Généralités -

Dans la vie économique et sociale d'une population, les réservoirs d'eau jouent un rôle important.

1 - Rôle du Réservoir d'Eau -

Le réservoir d'eau est essentiellement fait pour régulariser la variation de la consommation en eau selon les besoins et les périodes, surtout pendant les heures de pointe. Comme il doit contenir en tout temps une réserve suffisante d'eau et pour faire face à une interruption imprévue.

2 - Caractéristiques d'un réservoir -

Un réservoir doit présenter les impératifs suivants :

a) - résistance

L'ouvrage doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis : poids propre, poids de l'eau, surcharge d'exploitation les efforts dus au vent et au séisme, retrait et fluage.

b) - Durabilité

Le matériau qui constitue le réservoir doit conserver toute ses propriétés initiales et ce après un long contact avec l'eau.

c) - Etanchéité -

Le réservoir doit présenter une étanchéité absolue et parfaite afin d'assurer la cuve et la préserver contre les fissurations.

I-b - Présentation de l'ouvrage -

I - Caractéristique du réservoir -

L'Etude technique que nous ^{nous} proposons d'étudier est un réservoir enterré se caractérisant par :

- Capacité : 1100 M3
- Hauteur utile d'eau : 5 M
- Matériau utilisé : béton armé.
- Forme géométrique : cuve cylindrique
- Site : Chef lieu de Kedara - Wilaya de Bouira
- Taux de travail de sol : 2 Kgf/cm2.

2 - Description du Réservoir -

Le réservoir étudié est composé d'une cuve cylindrique d'une capacité de 1100 M3 et d'un diamètre de 17 M.

La couverture est assurée par une coupole d'épaisseur de 8 cm et de flèche de 2 m., possédant un lanterneau d'éclairage et une couverture pour d'éventuelles réparations, la fondation est assurée par un radier d'épaisseur de 50 cm.

3 - Revêtement Etanchéité-Isolation -

Les règles imposées par l'hygiène et par l'influence des facteurs atmosphériques nous imposons des revêtements intérieurs et extérieurs.

4 - Recommandations

Il est conseillé d'éviter les ciments de fabrication récente (ciments chauds) dont le retrait serait préjudiciable à l'étanchéité.

II - Caractéristiques des matériaux -

II-a - Béton $f_{c28} = 20 \text{ MPA}$;

On utilisera un béton très étanche, pour cette raison, le dosage sera porté à 400 Kg/M3 de CPA 325 avec un contrôle atténué.

Matériaux Utilisés -

1- Béton . $f_{c28} = 20 \text{ MPA}$;

Fissuration très préjudiciable

$$K = 0,5 \cdot 10^6$$

Contrainte admissible du Béton

$$\text{- E.L.S. } \sigma_{c.adm} = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPA,}$$

$$\text{- E.L.U. } f_{c.u} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 11,3 \text{ MPA}$$

2- Acier - $F_e E 40$

$$\text{- E.L.S } \sigma_{s.adm} = 110 \eta_b ; \quad \eta_b = 1 \cdot \text{fonds lisse}$$

$$\text{- } f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPA} \quad \eta_b = 1,6 \cdot \text{H.A}$$

- Contrainte de cisaillement admissible du béton en traction

$$\bar{\tau}_b = \tau_{rt} = 2,6 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte caractéristique du béton à la traction.

$$\sigma_{b.N} = f_{c.T} = 0,6 + 0,06 f_{c.c} = 0,6 + 0,06 \cdot 20 = 1,8 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{EN} = f_e = 400 \text{ MPA ;}$$

III - Etude de la Coupole -

La coupole de notre projet est sphérique, soit S .

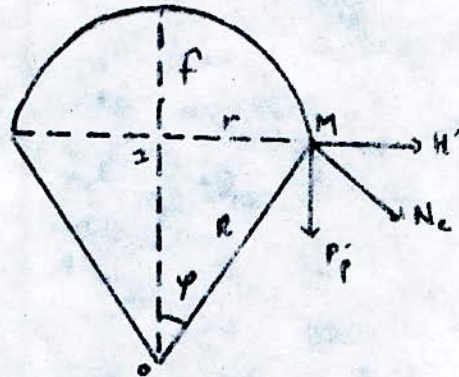
La surface : $S = 2\pi R \cdot f$ d'où

R - Rayon de la sphère

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{8,5^2 + 2^2}{2 \cdot 2} = 19 \text{ mètres ;}$$

donc :

$$S = 2 \cdot 3,14 \cdot 19 \cdot 2 = 238,64 \text{ M}^2$$



1.- Poids Total de la Coupole :

| | | | |
|------------------|---------------|---|-------------------------|
| 1a. Poids propre | : 0,06 x 2500 | = | 150 Kg/M ² |
| 2b. Etanchéité : | | = | 35 Kg/M ² |
| Charge total | | = | 185 Kg/M ² |
| 3c. Surcharge | | = | 100 Kg/M ² |
| | $P + 1,2 q$ | = | 305 Kg/M ² ✓ |

2.- Calcul des Efforts :

a - charge. $P'p = \frac{P \cdot S}{2\pi r} = 827 \text{ Kg/ml}$

b. Surcharge $P'q = \frac{q \cdot r}{2} = \frac{100 \times 8,5}{2} = 425 \text{ Kg/ml}$

$P' = P'p + P'q = 827 + 425 = 1252 \text{ Kg/ml}$

c. Poussée Horizontale: $H' = (P + 1,2 q) \frac{(r^4 - f^4)}{4fr^2} = 2746 \text{ Kg/ml}$

d. Efforts de Compression dans les méridiens: $N_c = \sqrt{H'^2 + p'^2} = 3047 \text{ Kg/ml}$

3.- Calcul des Contraintes -

- Contraintes de compression - $\bar{\sigma}'_b = \frac{Ne}{100e} = 5,03 \text{ Kgr/cm}^2 < \bar{\sigma}_c \text{ adm}$
- Contrainte de cisaillement : $\bar{\tau}'_b = \frac{P'}{100e} = 2,08 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

4.- Calcul des Armatures -

Vu que $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_c \text{ adm}$, et $\bar{\tau}'_b < \bar{\tau}_b$ donc le béton suffit à lui seul, mais on admettra quand même des armatures destinées à résister aux effets de retrait et aux efforts dissymétriques.

- suivant les méridiens

$$A_1 = 0,3e = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 5 \text{ H.A } 8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$$

par mètre linéaire de ceinture

- suivant les parallèles :

$$A_2 = \frac{A_1}{3} = 0,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 4 \text{ H.A } 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

de développement de la méridien.

5.- Calcul de la Ceinture -

$$T = H \cdot r = 2746 \times 8,5 = 23341 \text{ Kg}$$

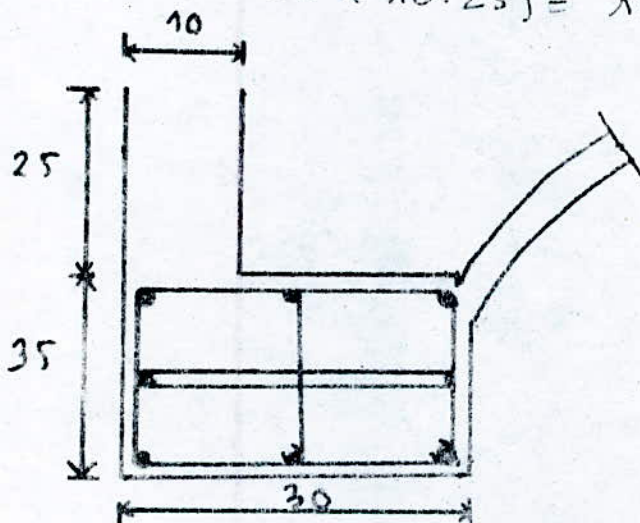
Donc la section d'acier sera

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_s \text{ adm}} = \frac{23341}{17,6} = 1326 \text{ cm}^2$$

$$A \rightarrow 6 \text{ H.A } 16 + 2 \text{ H.A } 10 = 13,63 \text{ cm}^2$$

- Section du Béton : - $B = \frac{T - N \cdot A}{\bar{\sigma}_b \cdot N} = \frac{23341 - 15 \cdot 13,63}{18} = 1285 \text{ cm}^2$

et la section du béton au niveau de la ceinture sera $(30 \times 35 + 10 \cdot 25) = 1300 \text{ cm}^2$,



6.- Vérification de la Ceinture -

- Condition de non fragilité : $W_f = \frac{A}{B} > \frac{f_{ctf}}{f_c} \Rightarrow$

$$\bar{A} = \frac{1,8}{400} \times 1285 = 5,7 \text{ cm}^2 \text{ donc } A = 13,63 > \bar{A}$$

- Conditions de Fissuration :

$$\bar{\sigma}_{s,adm} = \min [110\% + 0,5 f_c]$$

$$\bar{\sigma}_{s,adm} = \min [110\% \cdot 1,6 + 0,5 \cdot 400] = 110 \cdot 1,6 = 176 \text{ MPA}$$

donc $\bar{\sigma}_{s,adm} > \bar{\sigma}_a$

- Ouverture de la coupole.

Il y a deux sortes d'ouvertures :

- L'une de 1 m de diamètre au centre pour l'aération, l'autre de 0,5 m de diamètre pour l'entretien.

7.- Armatures transversales de la ceinture :

On prendra 3 cadres de $\emptyset 8$ tous les 30 cm.

8.- Etude de l'Acrotère -

On suppose que l'acrotère est encastrée à la base, elle est soumise à la flexion composée.

$$N = G = (0,1 \times 0,25 \times 1) \times 2500 = 62,5 \text{ Kg/ml}$$

$$M = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,25 = 30 \text{ Kg.m/ml}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{30 \cdot 10^2}{62,5} = 48 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} e_0 > e_1 \\ \text{Comprimée} \end{array} \right\} \text{ section partiellement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_{c,adm} = 12 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_a = 176 \text{ MPA}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_a = 176 \text{ MPA} \end{array} \right\} K = \frac{176}{12} = 14,66 \text{ du tableau}$$

$$d = 0,5068, \quad \gamma = 0,8311,$$

$$M_{fictif} = N \cdot f = 62,5 \times 0,5 = 31,25 \text{ Kg.m/ml},$$

$$f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 48 + \frac{10}{2} - 3 = 50 \text{ cm},$$

M_{rb} - moment résistant du béton

$$M_{rb} = \frac{1}{2} d \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}_{c,adm} \cdot b \cdot h^2; \quad h = h_t - d = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 0,5068 \cdot 0,8311 \cdot 120 \cdot 100 \cdot 7^2 = 1238,33 \text{ Kg.m/ml}$$

$M_{rb} > M_{fictif}$ donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\sigma_{s,adm} b h^2} = \frac{15 \cdot 3125}{1760 \cdot 100 \cdot 72} = 0,0054 \text{ du Tableau } \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9664 \\ K = 134 \end{array} \right.$$

$$A_{fe} = \frac{M_f}{\sigma_{s,adm} \xi h} = \frac{3125}{1760 \cdot 0,9664 \cdot 7} = 0,2624 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{f_{ej} \cdot b \cdot h}{\sigma_{e,N}} ; h = 0,9 h_t = 0,9 \cdot 10 = 9 \text{ cm}$$

$$A = \frac{0,69 \cdot 18 \cdot 100 \cdot 9}{4000} = 2,73 \text{ cm}^2. \text{ On prend}$$

$$6HA8 \Rightarrow A = 3,01 \text{ cm}^2,$$

- Verification:

$$1. \sigma_c = \frac{\sigma_{s,adm}}{K} = \frac{3480}{134} = 25,97 \text{ Kg/cm}^2 < 113 \text{ Kg/cm}^2$$

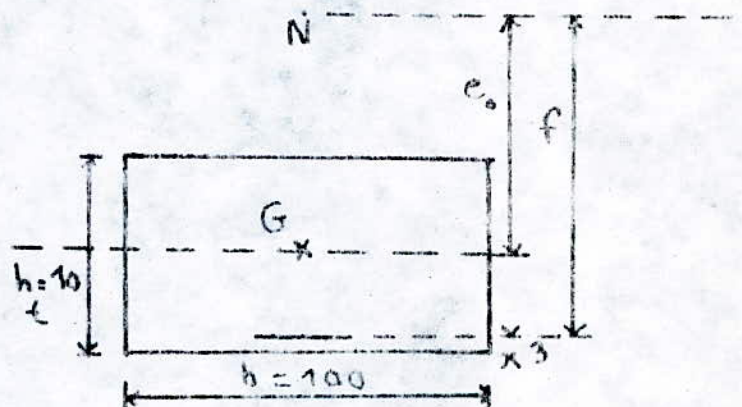
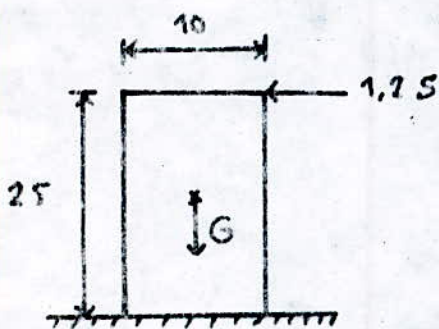
2. Effort tranchant

$$T = 1,2 \cdot S = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml},$$

$$A \cdot \sigma_{s,adm} = 3,01 \cdot 3480 = 10474,8 \text{ Kg}.$$

$$T + \frac{M}{Z} = 120 + \frac{3000}{\frac{7}{8} \cdot 5} = 805,7 \text{ Kg}$$

$$\text{donc: } A \cdot \sigma_{s,adm} > T + \frac{M}{Z}$$



IV - ETUDE DES PAROIS :

Etude de la paroi :

La paroi du réservoir sera étudiée sous deux conditions :

1 - Quand le réservoir est plein . Il est soumis à la poussée de l'eau on doit négliger la poussée du sol par mesure de sécurité.

2 - Quand le réservoir est vide. il est soumis à la poussée du sol enterrée jusqu'à la base de la ceinture.

- La première condition est étudiée par la théorie de la membrane TIMOSHENKO. Il est arrivé à donner les relations entre le déplacement et les éléments de réduction qui sont :

$$N_x = \frac{D(1-\mu^2)w}{a}, \text{ et } D = \frac{ET}{1-\mu^2} : \text{ rigidité à la dilatation}$$

$$M_x = K \cdot W ; \quad T_x = K \cdot W, \text{ et } K = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \text{ rigidité à la flexion}$$

ou : t : épaisseur de la paroi

a : rayon interne du réservoir

μ : coefficient de Poisson

w : déplacement radial de l'élément de paroi

M_x : moment fléchissant sur l'élément de paroi

N_x : poussée radiale sur l'élément de paroi

T_x : effort tranchant sur l'élément de paroi

Dans ce cas, la poussée de l'eau, W sera la solution de l'équation différentielle suivante :

$$KW'' + D a^2 (1-\mu^2) \cdot W = \gamma a^4 (h-x)$$

ou γ masse volumique de l'eau

donc : la solution particulière de cette équation est :

$$W = \frac{\gamma a^2}{D(1-\mu^2)} (h-x)$$

La solution de l'équation homogène est la forme :

$$W = -\frac{\alpha}{a} x \left(C_1 \cos \frac{\alpha}{a} x + C_2 \sin \frac{\alpha}{a} x \right) + e^{-\frac{\alpha}{a} x} \left(C_3 \cos \frac{\alpha}{a} x + C_4 \sin \frac{\alpha}{a} x \right)$$

$$\text{ou } \alpha = \sqrt{\frac{3a^2(1-\mu^2)}{t^2}} \text{ et } x' = h-x$$

α - est un terme de grande valeur alors les fonctions $e^{\alpha x}$ et $e^{\alpha x'}$ croissant très vite, en faisant varier x et x' à partir de zéro et l'inverse, les fonctions $e^{-\alpha x}$ et $e^{-\alpha x'}$ auront rapidement des valeurs très faibles si on s'éloigne $x=0$ et $x'=0$ ce qui donne au bord inférieur comme solution de l'équation homogène

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \cdot \cos \frac{\alpha}{a}x + C_2 \sin \frac{\alpha}{a}x);$$

La solution de l'équation homogène

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \cdot \cos \frac{\alpha}{a}x + C_2 \sin \frac{\alpha}{a}x) + \frac{\gamma a^2}{D(1-\mu^2)} (h-x);$$

donc: $\frac{\partial W}{\partial x} = -\frac{\alpha}{a} e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + C_2 \sin \frac{\alpha}{a}x) + C_0 \cdot \sin \frac{\alpha}{a}x +$

$$C_1 \cdot \sin \frac{\alpha}{a}x - C_2 \cos \frac{\alpha}{a}x) - \frac{\gamma a^2}{D(1-\mu^2)}$$

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = -\frac{2\alpha^2}{a^2} e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \sin \frac{\alpha}{a}x - C_2 \cos \frac{\alpha}{a}x)$$

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = -\frac{2\alpha^3}{a^3} e^{-\frac{\alpha}{a}x} [C_1 (\sin \frac{\alpha}{a}x - \cos \frac{\alpha}{a}x) - C_2 (\sin \frac{\alpha}{a}x + \cos \frac{\alpha}{a}x)]$$

Pour déterminer les constantes d'intégration C_1 et C_2

$$\text{donc } \begin{cases} W(x=0) = 0 \\ \frac{\partial W}{\partial x} \Big|_{x=0} = 0 \end{cases}$$

et on retrouve

$$M_x = \frac{t^2 \alpha^2 \gamma e^{-\frac{\alpha}{a}x}}{6(1-\mu^2)} [-h \cdot \sin \frac{\alpha}{a}x + (h - \frac{a}{2}) \cdot \cos \frac{\alpha}{a}x]$$

$$N_e = e^{-\frac{\alpha}{a}x} [-\gamma a h \cdot \cos \frac{\alpha}{a}x + \gamma a (h - \frac{a}{2}) \sin \frac{\alpha}{a}x + \gamma a (h-x)]$$

$$T_x = K \cdot W = \frac{t^3 \alpha^3 \gamma e^{-\frac{\alpha}{a}x}}{6a(1-\mu^2)} [h(\cos \frac{\alpha}{a}x - \sin \frac{\alpha}{a}x) + (h - \frac{a}{2}) \cdot \cos \frac{\alpha}{a}x + \sin \frac{\alpha}{a}x]$$

Le poids volumique de l'Eau est $\gamma = 1000 \text{ Kg/m}^3$

Application: $h = 5 \text{ m}$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,15$$

$$a = 8,5$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot 8,5^2 (1 - 0,15^2)}{0,20^2}} = 8,53$$

$$1. M_x = 496,23 e^{-x} (-5 \cdot \sin x + 4 \cdot \cos x)$$

$$2. N_e = e^{-x} (-42500 \cos x - 34000 \sin x) + 8500(5-x)$$

$$3. T_x = -99,597 e^{-x} (9 \cdot \cos x - \sin x)$$

| Cotes | Efforts | M_x (t.m/m) | N_x (t.m/m) | T_x (t./m) |
|-------|---------|---------------|---------------|--------------|
| 0,00 | | 1,984 | 0 | - 0,896 |
| 1,00 | | - 0,373 | 15,027 | - 0,147 |
| 2,00 | | - 0,417 | 23,709 | - 0,062 |
| 3,00 | | - 0,115 | 15,144 | - 0,044 |
| 4,00 | | - 0,010 | 9,480 | - 0,009 |
| 5,00 | | 0,019 | 0,138 | - 0,002 |

TABLAU DE CALCUL DE FERRAILLAGE HORIZONTAL DES VERULES

| VERULES | $T_1 = \frac{F_i + F_{i+1}}{2}$ (t) | $A_{ci} = \frac{T_i}{\sigma_{a'}}$ (cm ²) | A cm ² | E cm | $\sigma_{bi} = \frac{T}{100ct + nA}$ kg/cm ² |
|-------------------|-------------------------------------|---|-----------------------|---------|---|
| $0 \leq h \leq 1$ | $0 + \frac{12,027}{2}$ 7,635 | $\frac{7635}{1760} = 4,33$ | 10 ϕ 8 5,02 | 20 | $\frac{7635}{100 \cdot 20 + 15 \cdot 5,02} = 3,67$ |
| $1 \leq h \leq 2$ | 19,489 | 11,07 | 12 ϕ 12 13,56 | 18 | 8,84 |
| $2 \leq h \leq 3$ | 19,42 | 11,03 | 12 ϕ 12 13,56 | 18 | 8,81 |
| $3 \leq h \leq 4$ | 12,31 | 6,99 | 12 ϕ 8 6 | 16 | 5,88 |
| $4 \leq h \leq 5$ | 4,809 | 2,73 | 10 ϕ 8 5,02 | 20 | 2,31 |

- la deuxième condition, lorsque ce réservoir est vide, la paroi est soumise à la poussée du sol seulement.

Le réservoir considéré est entièrement enterré jusqu'à la base de la ceinture.

Les terres sont constituées d'un remblai argilo-graveleux dont les caractéristiques sont les suivantes :

- poids spécifique : $A = 2000 \text{ dan/M}^3$
- cohésion : $C = 0$
- Angle de frottement 35°

Le calcul des éléments de réduction se fera par analogie comme à la première condition : poussée de l'eau mais avec

ou : K_a - coefficient de la poussée horizontale

d'après RESAL : $K_a = f(\varphi, \alpha) = f(35^\circ) = 0,270$

ou α : l'inclinaison de paroi ($\alpha = 0$)

$$\Rightarrow \gamma_e = K_a \cdot \Delta = 0,270 \cdot 2000 = 540 \text{ kg/m}^3$$

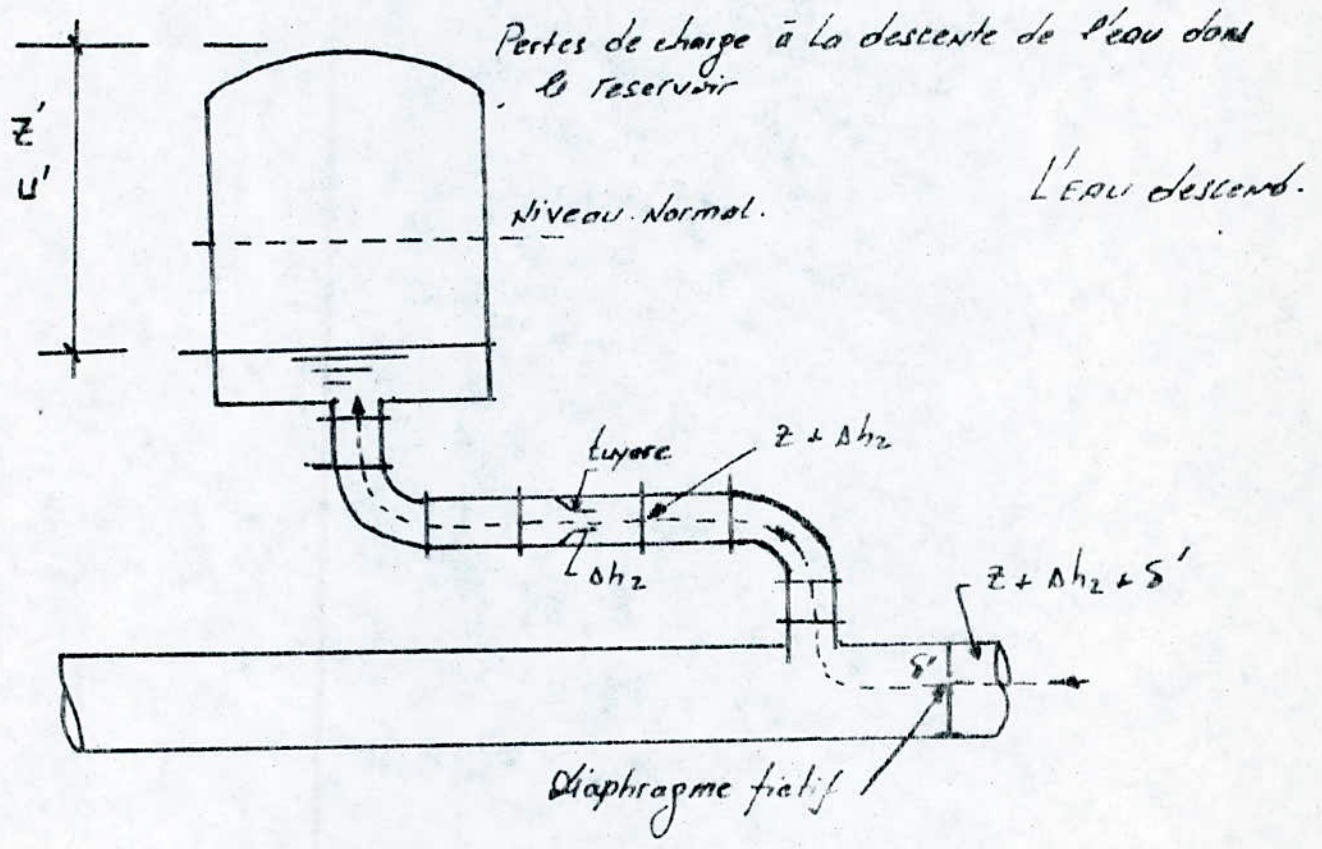
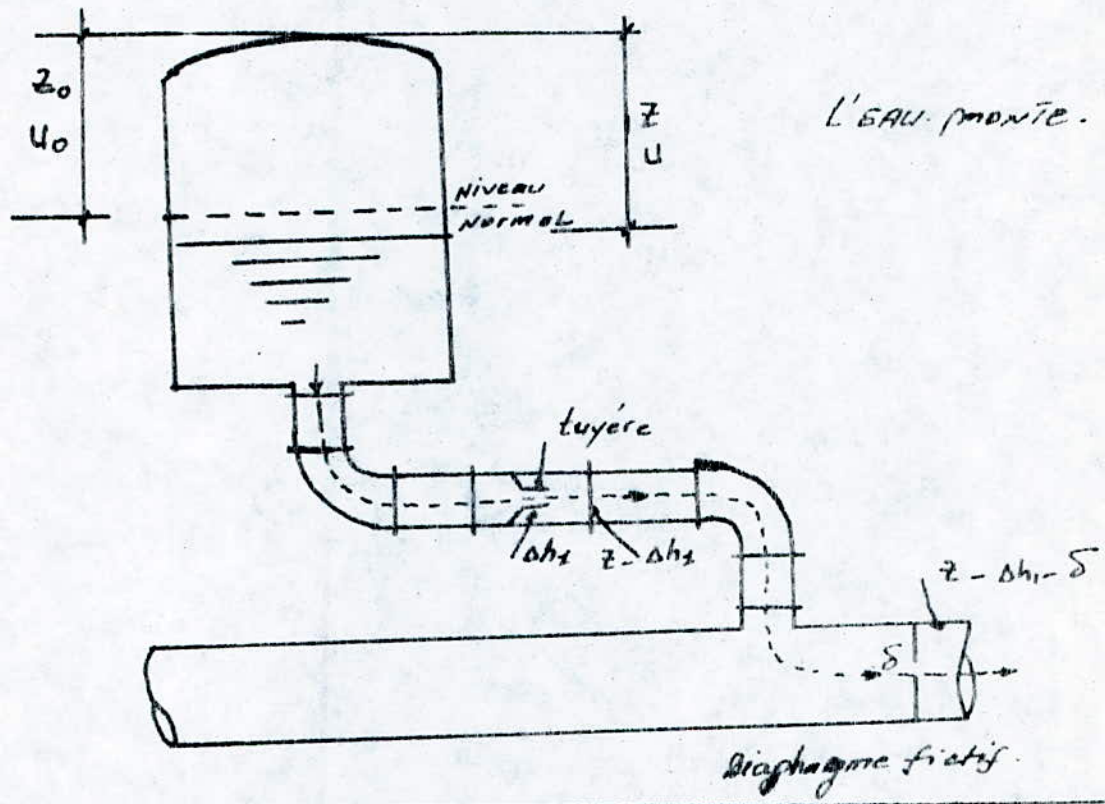
$$d = \sqrt[4]{\frac{3a^2(1-\mu^2)}{t^2}} \rightarrow \begin{cases} t = 0,20 \text{ m} \\ a = 8,7 \text{ m} \\ h = 6 \text{ m} \\ \mu = 0,15 \end{cases} \Rightarrow \alpha = 8,548$$

On fait remplacer les valeurs dans les formules de la 1ère condition, on aura :

$$M_x = -274,23 e^{-x} (-6 \sin x + 5 \cos x)$$

$$N_x = -e^{-x} (28188 \cos x + 23490 \sin x) + 4698(6-x)$$

perdes de charge à la montée de l'eau dans la conduite



| Cotes | Efforts | M (t.m / me) | Ne (t/me) |
|-------|---------|--------------|-----------|
| 0,00 | | - 1,371 | 0 |
| 1,00 | | 0,237 | - 10,615 |
| 2,00 | | 0,280 | - 17,488 |
| 3,00 | | 0,079 | - 15,318 |
| 4,00 | | - 0,0064 | - 10,059 |
| 5,00 | | - 0,0132 | - 4,795 |
| 6,00 | | - 0,0044 | - 0,050 |

- Vérification des contraintes de compression dans les viroles

| Viroles | $F_c' = \frac{N e_i + N e_{i+1}}{2}$ | $\sigma_b' = \frac{F_c'}{100 e}$ Kg/cm ² |
|---------|--------------------------------------|---|
| 1 | $0 + 10,615/2 = 5,3075$ | $5,3075/200 = 2,653$ |
| 2 | $10,615 + 17,488/2 = 14,0515$ | $14051,5/2000 = 7,025$ |
| 3 | $\frac{17,488 + 15,318}{2} = 16,403$ | $16403/2000 = 8,2015$ |
| 4 | $\frac{15,318 + 10,059}{2} = 12,885$ | $12885/2000 = 6,442$ |
| 5 | $\frac{10,059 + 4,795}{2} = 7,427$ | $7427/2000 = 3,713$ |
| 6 | $\frac{4,795 + 0,05}{2} = 2,422$ | $2422/2000 = 1,211$ |

Comme les contraintes de compression dont le béton sont inférieures à la contrainte le béton suffit à lui seul. Le ferrailage dans les viroles se fera avec la poussée de l'eau.

Ferraillage Vertical -

Les moments maximaux

| MOMENT | POUSSE EAU | POUSSE TERRE |
|--------|------------|--------------|
| Max + | 1,984 | 0,280 |
| Max - | - 0,417 | - 1,371 |

- Ferraillage longitudinal de la paroi

* moment maximum positif : $M_{max} = 1,984 \text{ t}$

$$N = \frac{G_c + G_p}{2 \pi r} = 4,114 \text{ T}, \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,984}{4,114} = 48 \text{ cm};$$

$$e_1 = \frac{h_c}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm};$$

$$f = e_0 + \frac{h_c}{2} - d = 48 + 10 - 3 = 55 \text{ cm};$$

$$M = f \cdot N = 0,55 \cdot 4,114 = 2,277 \text{ t} \cdot \text{m};$$

$$e_0 > \frac{h_c}{2} \Rightarrow \sigma_{c,adm} = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,adm} = 1,6 \cdot 110 = 176 \text{ MPA} = 1760 \text{ Kg/cm}^2.$$

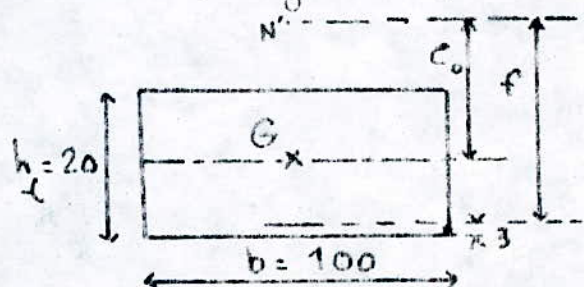
$$K = \frac{1760}{120} = 14,66 \rightarrow \text{tableau} \begin{cases} \alpha = 0,5088 \\ \gamma = 0,8311 \end{cases}$$

le moment résistant du béton

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot \sigma_{c,adm} \cdot b \cdot h^2 = 728922,2 \text{ Kg} \cdot \text{m} = 7,3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{rb} > M \rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma \cdot h_0 \cdot \sigma_{s,adm}}$$



$$A_c = A_s - \frac{N}{\sigma_{s.adm}} = 9,15 - \frac{4,14 \cdot 10^3}{1760} = 6,79 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{5 HA 14}$$

$A_p = 7,67 \text{ cm}^2$ avec espacement $e_0 \text{ cm}$;

Verification des contraintes

* $x = y + c$.

$\sum M/A = 0$,

moment d'inertie I^* ; $I = \frac{b x^3}{3} + n \cdot A (x - d)^2$

on pose $K = \frac{N' y}{I}$

$\sigma_c = K x \leq f_{c.u}$

$\sigma_s = n \cdot K (h - x) \leq f_{s.u}$

| h (m) | M t.m | N' t | e ₀ cm | f cm | M _{l.m} | M _{r/b} t.m | A _s cm ² | A' _s |
|-------|--------|--------|-------------------|-------|------------------|----------------------|--------------------------------|-----------------|
| 0,00 | 1,984 | 4,14 | 48 | 55 | 2,277 | 7,3 | 9,156 6HA16 12,06 | 0 |
| 0,00 | -1,371 | 4,14 | 33,1 | 40,1 | 1,66 | 7,3 | 6,675 6HA12 6,78 | 0 |
| 2,00 | +0,28 | + 3,68 | 7,6 | 14,6 | 0,537 | 7,3 | 2,159 6HA8 3,04 | 0 |
| 2,00 | -0,417 | 3,68 | 11,33 | 18,33 | 0,674 | 7,3 | 2,710 6HA8 3,04 | 0 |

| h cm | y cm | x cm | I cm ⁴ | K | σ_c Kg/cm ² | σ_s Kg/cm ² |
|---------|---------|---------|----------------------|------|-------------------------------|-------------------------------|
| 0,00 | 44,30 | 6,30 | 29046,1 | 6,30 | 39,77 | 113 |
| 0,00 | 27,30 | 4,20 | 19132,1 | 5,91 | 24,03 | 113 |
| 0,00 | 7,76 | 10,16 | 37017,4 | 0,77 | 7,02 | 113 |
| 0,00 | 7,14 | 5,81 | 12190,9 | 2,15 | 12,52 | 113 |

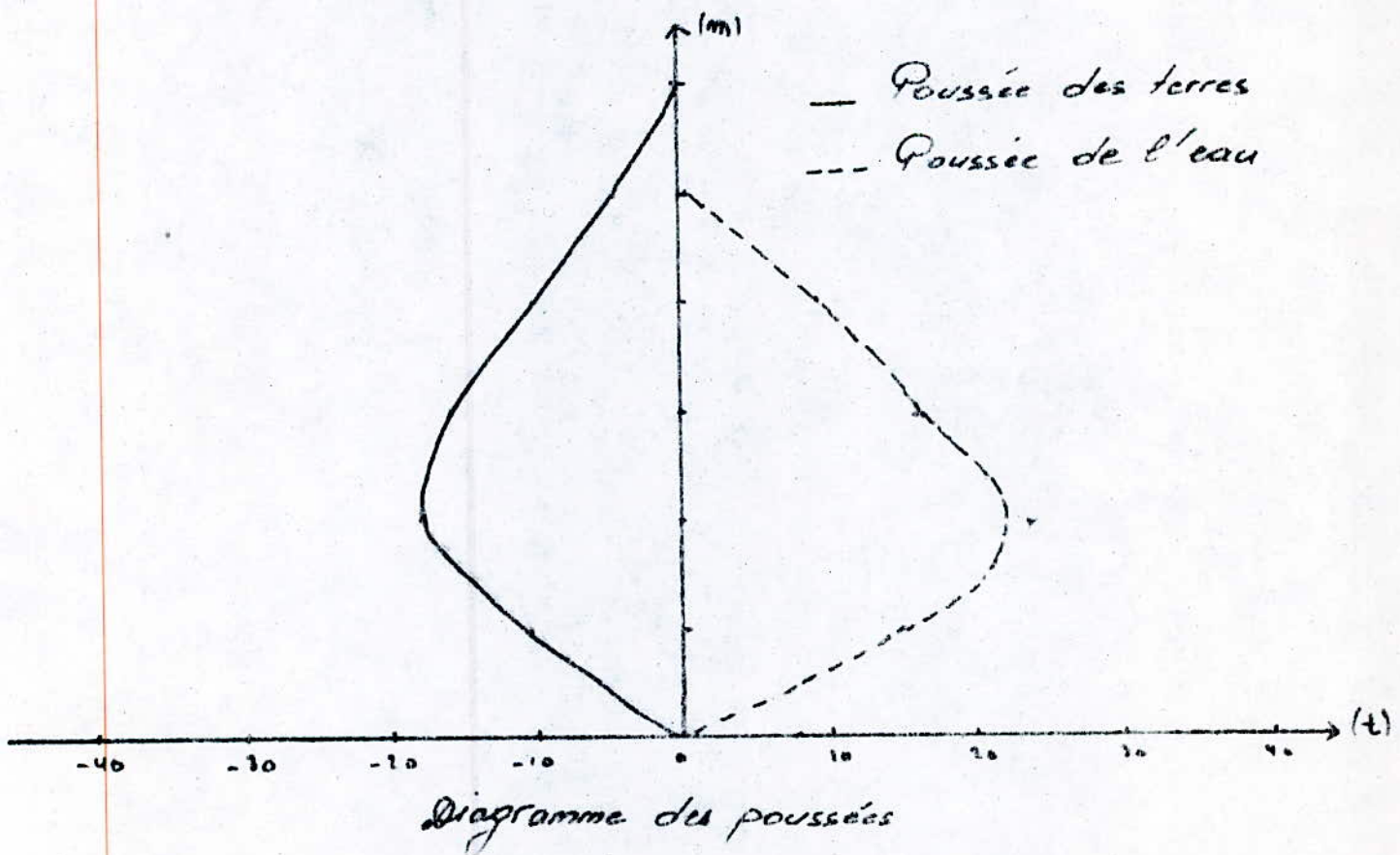
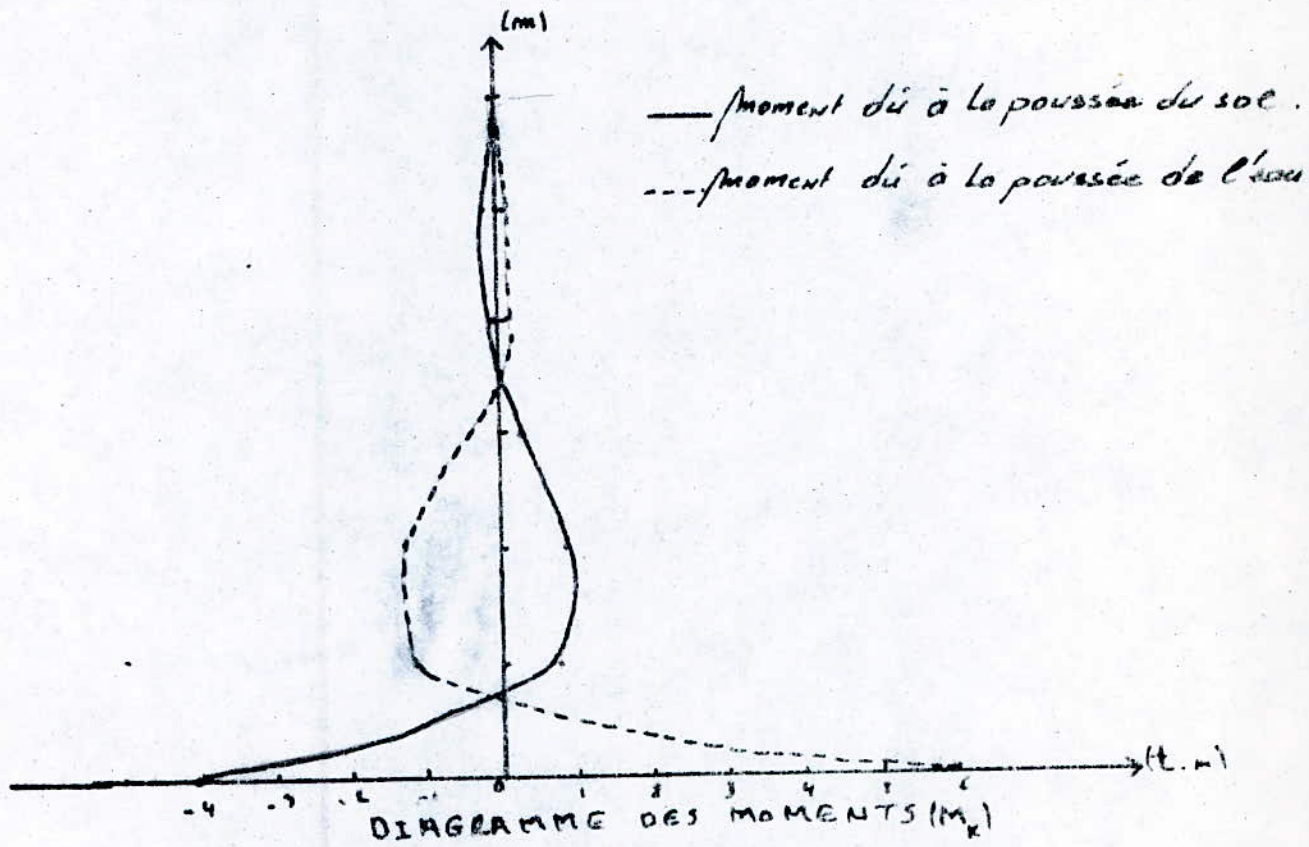
Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bb} = \frac{T}{b_0 z} = \frac{876}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 17} = 0,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{rt} (f_{c28} = 20 \text{ MPA}) = 0,26 \text{ MPA} = 2,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \tau_{r.t}$$

Et l'effort tranchant sera repris par les armatures horizontales en arcs et les armatures en cadres de maintien



5. Etude Hydrodynamique :

GENERALITES

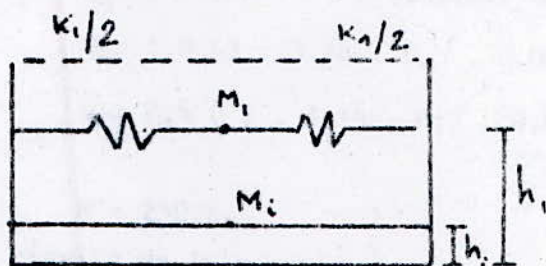
Le fluide que contient le reservoir se repartit généralement en deux zones.

Zone 1 : C'est la zone inferieure du fluide qui represente une masse soumise à des contraintes (sous l'effet d'une acceleration sismique horizontale) et qui

tend à se deplacer comme un corps rigide en suivant les mouvements du reservoir

Zone 2 : C'est la zone superieure du fluide qui represente une masse qui tend à se deplacer avec les mouvements des vagues.

La figure suivante pour l'ensemble des deux types d'actions :



Les courbes est les equations de la methode de HOUSNER PRESENTE dans l'ouvrage "conception et calcul des structures soumises aux seismes" permettent de calculer la hauteur libre à prévoir pour amortir l'effet des vagues qui risquent d'endommager le couvercle du reservoir.

M_1' : Masse d'eau non vibrante du liquide.

M_2' : Masse d'eau vibrante du liquide.

M_p : Masse du reservoir.

$h_1; h_2$: Hauteurs engendrant les pressions dynamiques sur le fond du reservoir servant au calcul du moment de flexion.

M_{\max} : Moment de flexion maximum dans un plan horizontal situe juste au-dessus de la base.

$M_{\max 2}$: Moment de renversement maximum dans un plan horizontal situe sous la base.

V_{\max} : Cisaillement maximum.

D_{\max} : Deplacement maximum.

T : periode propre.

Sol ; au niveau de la fondation nous avons un sol meuble (argile grasse ^{nu})

- categorie 8 : $B = \frac{1}{2}$

Q : facteur de qualite.

Controle de la qualite des materiaux (critere nonobserve) $\rightarrow 0,1$

Controle de la qualite de construction (critere nonobserve) $\rightarrow 0,1$

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i = 1,2$$

Modele dynamique du reservoir

On a un systeme a deux degres de liberte soit $H/\tau = 5/8,7 = 0,57 < 1,5$

C'est un reservoir a faible hauteur.

| | | |
|-----------------|--------------|--------------|
| $\alpha = 0,57$ | $C_1 = 1,40$ | $C_5 = 0,08$ |
| | $C_2 = 1,24$ | $C_6 = 0,57$ |
| | $C_3 = 0,38$ | $C_7 = 0,09$ |
| | $C_4 = 0,35$ | $C_8 = 0,54$ |

Calcul de la masse d'eau :

$$M = M_1 + M_c = 1100 T.$$

$$M'_1 = \frac{M \cdot 6h \left(\sqrt{3} \frac{\tau}{h} \right)}{\sqrt{3} \frac{\tau}{h}} = \frac{M \tau h \left(\sqrt{3} \cdot \frac{8,7}{5} \right)}{\sqrt{3} \cdot \frac{8,7}{5}} = \frac{M \cdot 0,99}{3,01} = 0,33 M$$

donc : $M'_1 = 363 T$, $M_c = 737 T$

et $\frac{h}{\tau} < 1,5$ on doit ajouter a M'_1 le poids de la paroi

$$M = M'_1 + M_{Res} = 363 + 450 = 613 T$$

$$M_2 = 737 T$$

calcul de l'acceleration

$$\omega_0^2 = 1,84 = \frac{g}{\tau} \tau h \left(1,84 \frac{h}{\tau} \right)$$

$$\omega_0^2 = 1,84 \frac{9,81}{8,5} \tau h \left(1,84 \cdot \frac{5}{8,5} \right) = 1,6862 \left(\frac{\tau d}{5} \right)^2$$

Les rigidites :

$$I_{xr} = \pi R^3 e = 3,14 \cdot 8,7^3 \cdot 0,20 = 413,53 M^4$$

$$E = 20.000 MPa = 2 \cdot 10^6 T/m^2;$$

$$L = \frac{3}{8}h = \frac{3}{8} \cdot 5 = 1,875 \text{ m,}$$

$$K_1 = \frac{3 \cdot E \cdot y}{L^3} = \frac{3 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 413,53}{1,875^3} = 3,76 \cdot 10^8 \text{ T/m} = 3,76 \cdot 10^{12} \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$K_2 = M_2 \cdot W_0^2 = 737 \cdot 1,686 = 1242,73 \text{ T/m} = 1,24 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

Matrice de rigidite

$$K = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} K_{11} = K_1 + K_2 = 3760001,24 \cdot 10^6 \text{ N/m}; \\ \text{avec } K_{22} = K_2 = 1,24 \cdot 10^6 \text{ N/m}; \\ K_{21} = K_{12} = -K_2 = -1,24 \cdot 10^6 \text{ N/m} \end{array}$$

b) Les frequences circulaires: -

$$W_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{K_{11}}{M_2} + \frac{K_{22}}{M_1} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{11}}{M_2} - \frac{K_{22}}{M_1} \right)^2 + 4 \frac{K_{12} \cdot K_{21}}{M_1 \cdot M_2}} \right]$$

$$W_1^2 = 0,10938 \Rightarrow W_1 = 0,3306 \text{ (rad/s)};$$

$$W_2^2 = 510176,5566 \Rightarrow W_2 = 714,2664465 \text{ (rad/s)};$$

c) Les Periodes: -

- Premier mode: $T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = \frac{6,28}{0,33} = 19,03 \text{ s};$

- Deuxieme mode: $T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = \frac{6,28}{714,26} = 8,79 \cdot 10^{-3} \text{ s};$

d) Les taux d'amplitude

- Premier mode: $\phi_1 = \frac{-\frac{K_{12}}{M_2}}{\frac{K_{11}}{M_2} - W_1^2} = 3,29 \cdot 10^{-7}$

- Deuxieme mode $\phi_2 = \frac{-\frac{K_{12}}{M_2}}{\frac{K_{11}}{M_2} - W_2^2} = 56$

E) Les Facteurs de Contributions :

$$\gamma_1 = \frac{M_2 \phi_1 + M_1}{M_2 \phi_1^2 + M_1} = \frac{M_1}{M_1} = 1.$$

$$\gamma_2 = \frac{M_2 \phi_2 + M_1}{M_2 \phi_2^2 + M_1} = \frac{1}{\phi_2} = 17,83 \cdot 10^{-2}$$

f) Calcul des accélérations : -

- premier mode: $\beta = 0,5\%$
 $T_1 = 9,97$
 Soc. meuble } $D = 2$

$$(A_1) = A \cdot B \cdot D \cdot \phi = 0,20 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 0,120.$$

$$A_1 = (A_1) \cdot g = 0,120 \times 9,81 = 1,1772 \text{ m/s}^2;$$

- Deuxieme mode: $\beta = 5\%$
 $T_2 = 8,79 \cdot 10^{-3} \text{ s}$
 Soc. meuble } $D = 2$

$$S_a = A \cdot D = 0,20 \cdot 2 = 0,40.$$

$$S_a'' = \frac{S_a}{\sqrt{\frac{1,4}{\beta} - 1}} = \frac{0,40}{\sqrt{\frac{1,4}{0,5} - 1}} = 0,298$$

$$S_a' = S_a'' \cdot \phi = 0,298 \cdot 1,2 = 0,357;$$

$$A_2 = (A_2) \cdot g = 0,357 \cdot 9,81 = 3,50 \text{ m/s}^2;$$

g) Les Forces Laterales: -

Premier mode: $F_{11} = M_1 \cdot \gamma_1 \cdot A_1 \cdot \phi_1 = 0,2374 \cdot \text{N}$
 $F_{21} = M_2 \cdot \gamma_1 \cdot A_1 = 867896,4 \text{ N}$

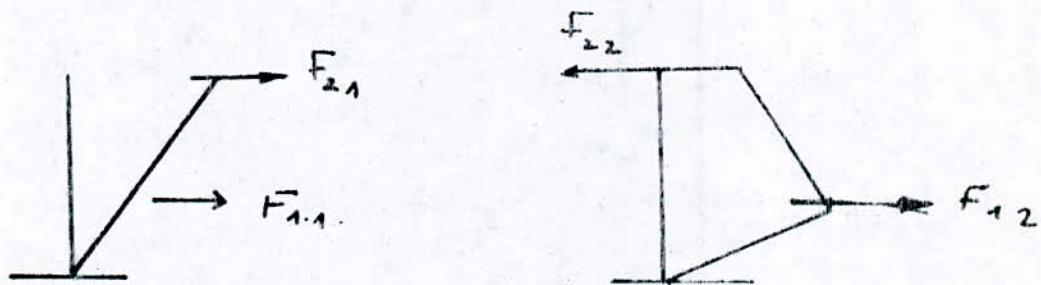
65.

\mathcal{L}^{eme} mode : - $\bar{F}_{22} = M_2 \cdot \sigma_2 \cdot A_2 = 45932,485 \text{ N}$;
 - $\bar{F}_{12} = M_1 \cdot \sigma_2 \cdot A_2 \cdot \phi_2 = 2142238,84 \text{ N}$;

Combinaison : cisaillement à la base : -

$$\bar{F}_1 = \sqrt{\bar{F}_{11}^2 + \bar{F}_{12}^2} = 2,14 \cdot 10^6 \text{ N} ;$$

$$\bar{F}_2 = \sqrt{\frac{1}{2} (\bar{F}_{21}^2 - \bar{F}_{22}^2)} = 0,6126 \cdot 10^6 \text{ N} ;$$



Effort tranchant à la base : $V = \bar{F}_1 + \bar{F}_2 = 275,26 \text{ T}$

h) Moment de flexion total :

$$h_2 = \frac{3}{8} \cdot h = \frac{3}{8} \cdot 5 = 1,875 \text{ m} ;$$

$$h_4 = c_2 \cdot h = 0,54 \cdot 5 = 2,70 \text{ m} ;$$

$$h_3 = 10 \cdot c_7 \cdot h = 10 \cdot 0,09 \cdot 5 = 4,50 \text{ m} ;$$

$$h_1 = 10 \cdot c_5 \cdot h = 10 \cdot 0,08 \cdot 5 = 4 \text{ m} ;$$

$$M_1(\text{max}) = \bar{F}_1 \cdot h_2 + \bar{F}_2 \cdot h_4 = 5,66 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m} ;$$

i) Moment de renversement : -

$$M_2(\text{max}) = \bar{F}_1 \cdot h_1 + \bar{F}_2 \cdot h_3 = 11,31 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m} ;$$

j) Calcul du déplacement vertical maximum ;

- Premiers mode $d_{\text{max}}^1 = \frac{c_3 \cdot F}{\frac{1}{\phi} - 1}$

$$Q = (A_1) (1 - \phi_1) c_2 = 0,148 \Rightarrow d_{\text{max}}^1 = 0,564 \text{ m} ;$$

Deuxieme mode: $d_{max,2} = \frac{1}{w_2^2} (A_2) \cdot \gamma_2^2 (1 - \phi_2) \cdot C_2 =$
 $= 1,48 \cdot 10^7 \text{ m};$

done : $d_{max} = \sqrt{d_{max,1}^2 + d_{max,2}^2} = \underline{\underline{0,6 \text{ m}}};$

mais on a laisse au-dessous du niveau d'eau une couronne de paroi de 0,1 metre de largeur, en plus de la demie-largeur de la clenture.

$d = 1 + \frac{0,1}{2} = 1,20 > d_{max} = 0,6 \text{ m},$

Verification de la paroi du reservoir:

A Généralites :

La paroi du reservoir est soumise à une sollicitation .

- SOLLICITATION D'ENSEMBLE

C'est pour la designation des sollicitations agissant sur la structure considerée comme une console encastree dans le sol. Parmi ces sollicitations :

- Le moment flechissant M
- L'effort tranchant T
- L'effort normal N (les plus defavorables).

Qui donne les contraintes moyennes.

- Theoriquement on peut concentrer le beton et l'acier dans la surface moyenne tout en supposant que t/d_0 est suffisamment faible. fcu et fyd

Calcul des efforts

1. Sollicitations d'ensemble :

Les elements structuraux doivent etre dimensionnés pour les combinaisons les plus defavorables on considere les combinaisons suivantes.

- G + P + V - 0,8G + 8E

- G + P + 8E - 0,8G - 8E

Moment thermique : Mr : $Mrc = \frac{u \cdot Ts \cdot E \cdot h_0^3}{2,75 \cdot dm}$, $Mre = \frac{u \cdot Ts \cdot E \cdot h_0^3}{5 \cdot dm}$

- u - module de dilatation lineaire ($u = 10^{-5}$)
- Ts - difference de temperature ($Ts = 10$ C)
- h0 - epaisseur de la voile ($h_0 = 0,20$ m)
- E = $2 \cdot 10^6$ T/m² . $dm = 16,786$ m,

$Mrc = 0,0347$ t.m ; $Mre = 0,0191$ t.m ;

3. Base de calcul pour le cas de charge:

Sollicitation d'ensemble:

- On doit faire la verification simplement pour la section d'encastrement qui est la section la plus defavorable.

| Combinaison | M (t.m) | N E | T E |
|-------------|---------|-----|----------|
| G + P + 8E | 566 | 250 | 275,26 |
| 0,8G + 8E | + 566 | 227 | 275,26 |
| 0,8G + 8E | - 566 | 227 | - 275,26 |

Le cas le plus defavorable est donnee par la Combinaison

Suivantes : 0,8G + 8E : $M = 566 \cdot T \cdot m$
 $N = 227 \cdot T$
 $T = 275,26 \cdot T$

- Sans Vertical:-

- Le moment d'ensemble M'' et la charge verticale N'' sont en équilibre par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque d'après les données :-

Zone tendue: Pour $\alpha = 11,54 \text{ m};$

$C = 5,737 \text{ m}; \quad b = 8,577 \text{ met}$

$\cos \frac{\varphi}{2} = 0,9973 \Rightarrow \varphi = 0,1463 \text{ rad}$

$l = \varphi \cdot R = 0,1463 \cdot 8,6 = 1,258 \text{ m};$

$A^T = 125,8 \times 12,06 = 1517,4 \text{ cm}^2$

$N^T = A^T \cdot f_{su} = 5280,57 \text{ T}$

Zone comprimée :-

$0,2 \cdot \alpha = 2,308 \Rightarrow \cos \frac{\varphi}{2} = \frac{2,308}{8,7} \Rightarrow \varphi = 2,60458 \text{ rad}$

$l = 2,60458 \times 8,7 = 22,6599 \text{ m};$

$A^C = 22,6599 \times 0,2 = 4,5319844 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$

$N^C = 45319,84 \times 113 = 5121142 \text{ T}$

$N^* = -N^C + N^T = 5121142 - 5280,57 = +159,4 \text{ T}$

Pour $\alpha = 11,543 \text{ met};$

Zone tendue;

$C = 5,738 \text{ m}; \quad b = 8,581 \text{ metre};$

$\cos \frac{\varphi}{2} = \frac{8,581}{8,6} = 0,9973 \Rightarrow \varphi = 0,151 \text{ (rad)}$

$l = \varphi \cdot R = 1,127 \text{ m};$

$A^T = 112,7 \times 12,06 = 1359,16 \text{ cm}^2$

- 69.

$$N^T = A^T \cdot f_{su} = 1359,16 \times 3480 = 4729,883 \text{ T.}$$

Tourne Comprimée :-

$$0,2 R = 2,3086 \mu.$$

$$\cos \frac{\varphi}{2} = \frac{2,3086}{8,7} \Rightarrow \varphi = 2,6044 \text{ (rad)}$$

$$l = \varphi \cdot R = 2,6044 \cdot 8,7 = 22,658 \text{ m};$$

$$A^c = 22,658 \cdot 0,2 = 4,531735 \text{ m}^2;$$

$$N^c = 4531735 \cdot 10^4 \times 113 = 5012,861 \text{ T.}$$

$$N^{\#} = 5012,861 - 4729,883 = 390,977$$

Donc La valeur réelle de l'effort est obtenue par interpolation Linéaire.

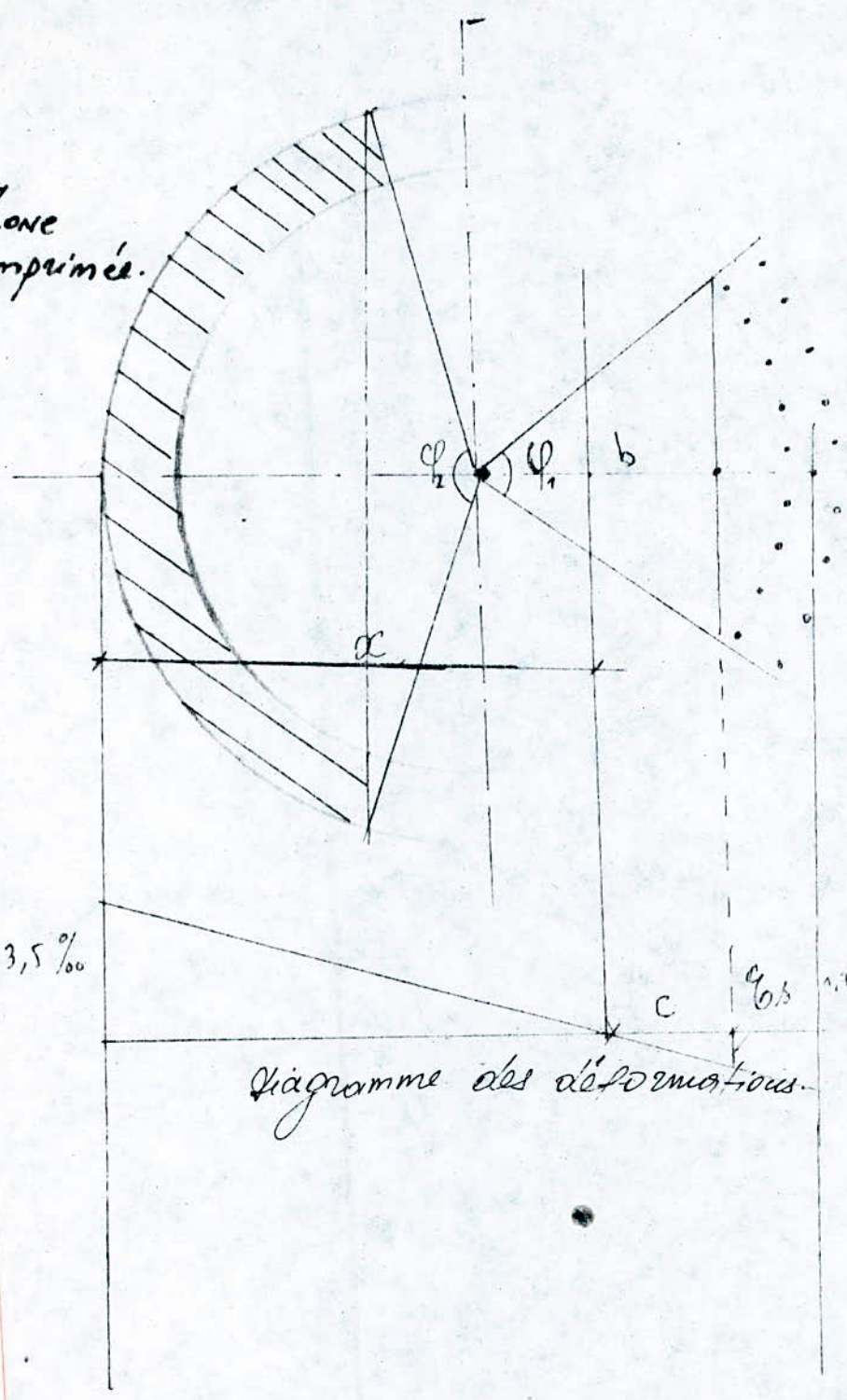
Zone comprimée.

Zone tendue

3,5 ‰

1,14 ‰

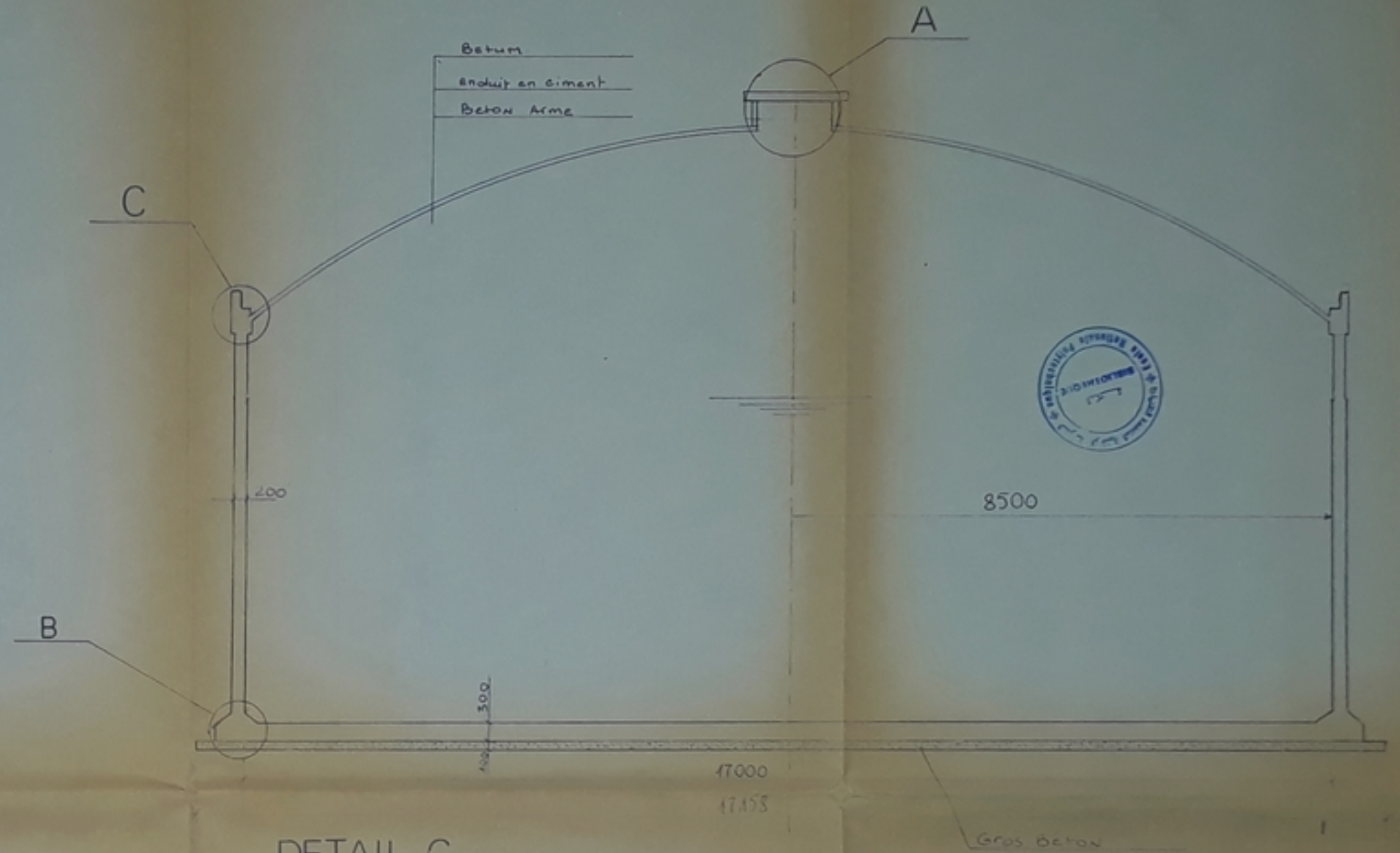
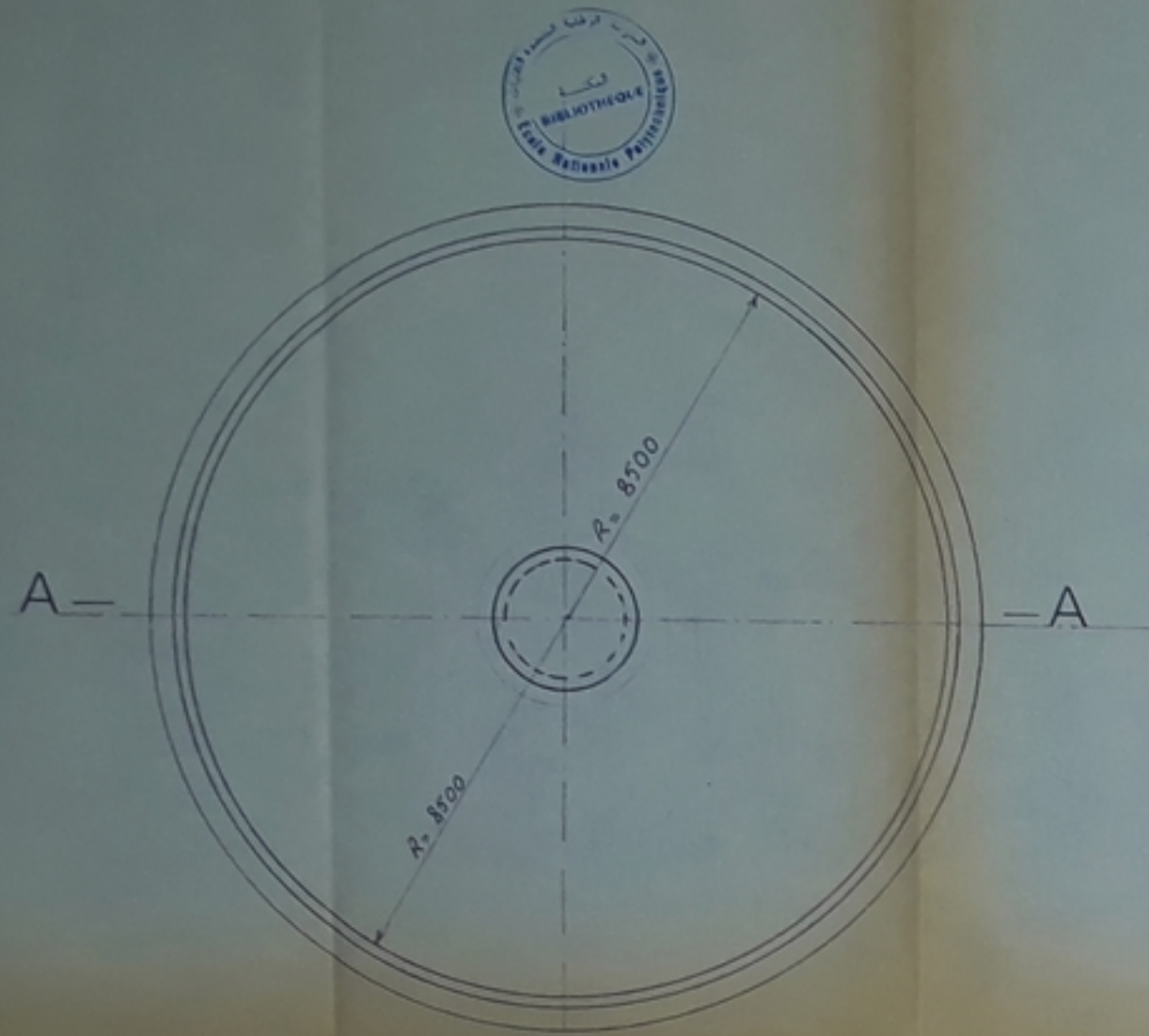
Diagramme des déformations.



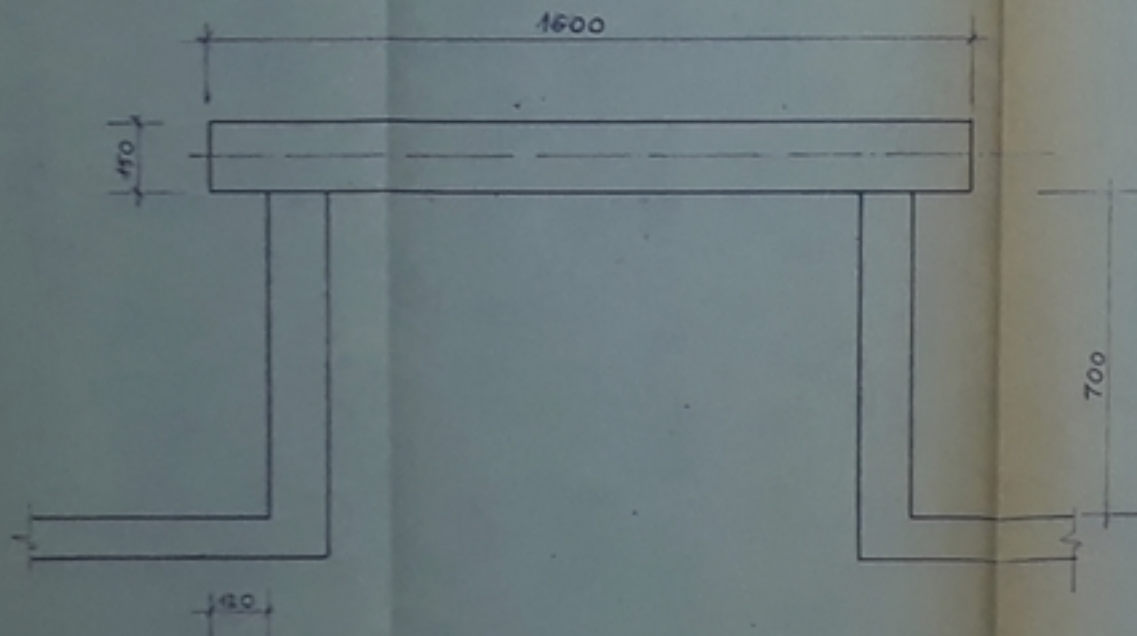
BIBLIOGRAPHIE

- Cours et thèses E.N.P
- Hydraulique urbaine. (DUPONT) . Tome II
- Hydraulique urbaine; (GOMELA).
- Traité du béton armé. (GUERRIN). Tome . VI
- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé. (P.CHARON).

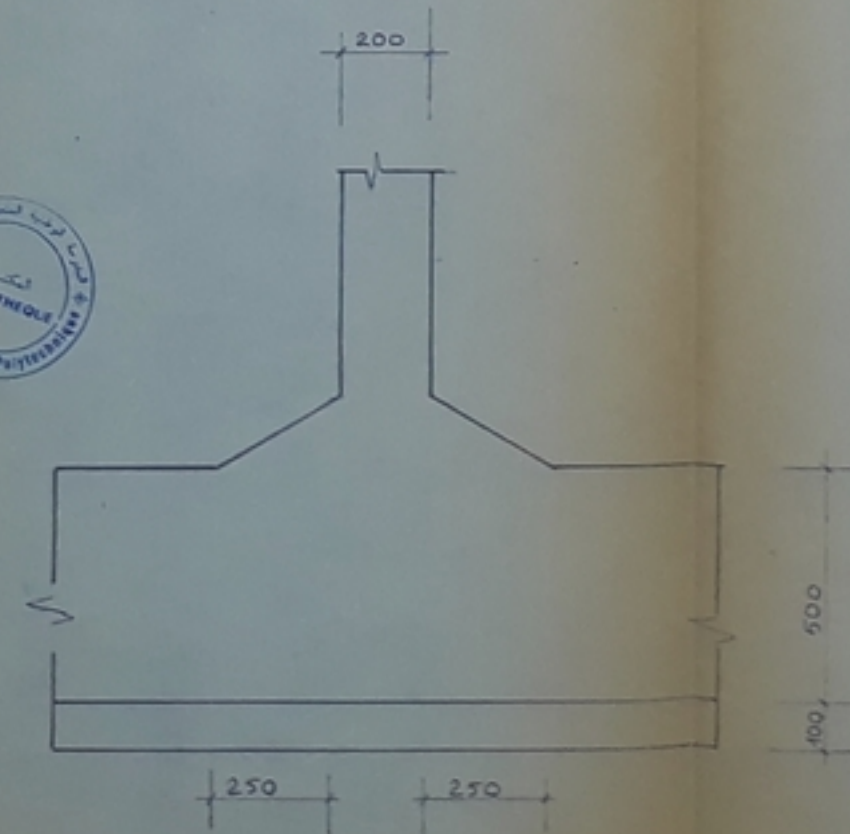




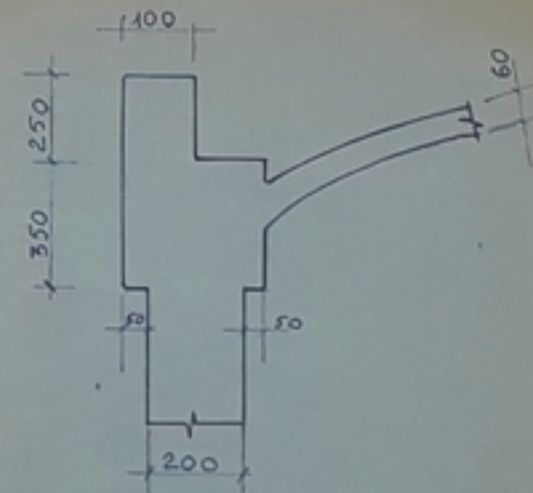
DETAIL - A - ECH 1:10



DETAIL - B - ECH 1/10



DETAIL C



PH 024 88
-1-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PLANCHE N° 1

RESERVOIR D'EAU ENTERRE

ETUDIE PAR

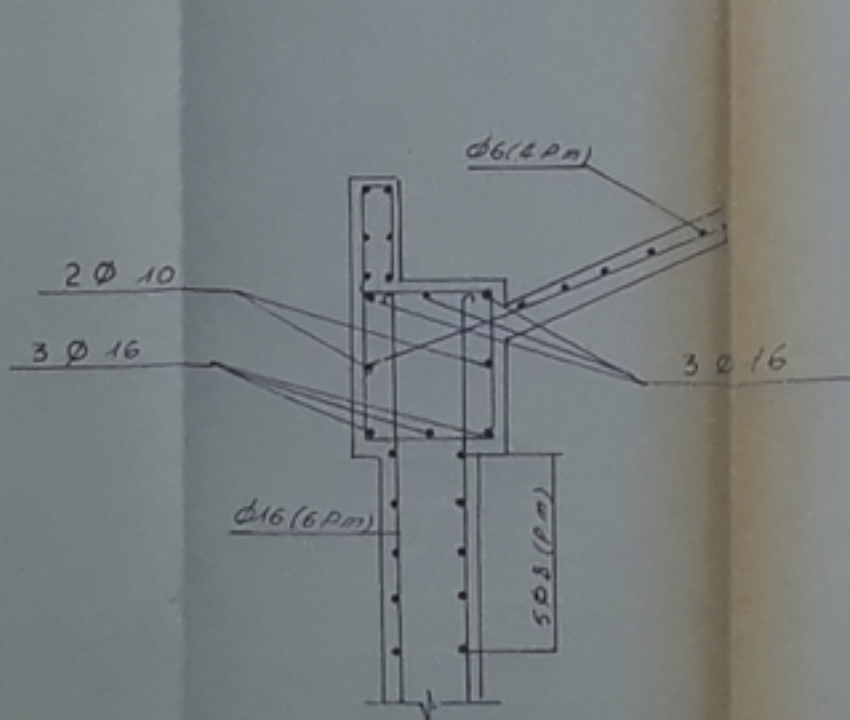
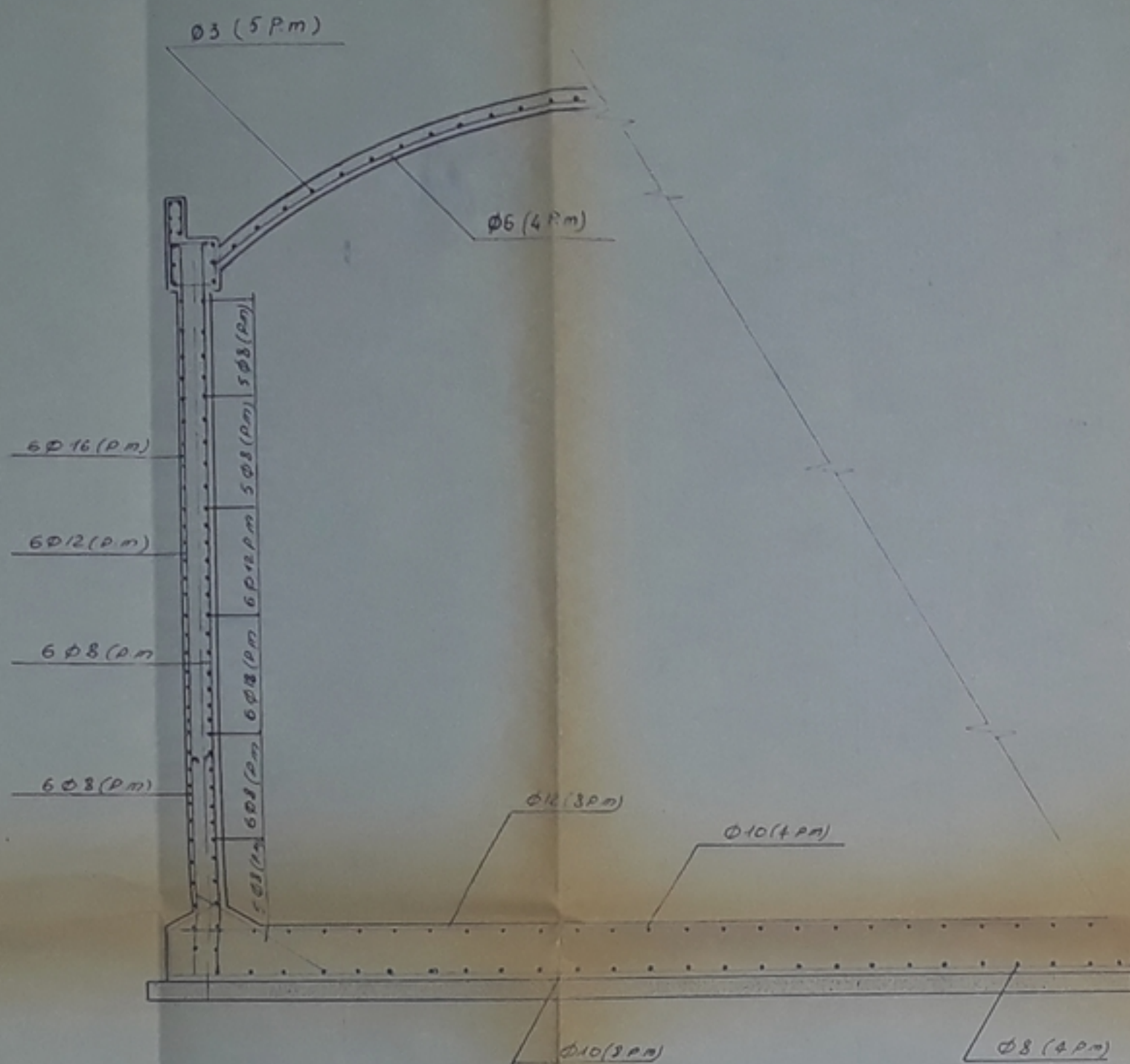
H. KAOUA

DIRIGE ET VERIFIE PAR

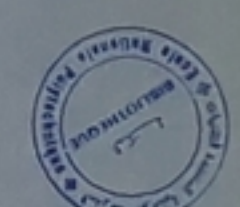
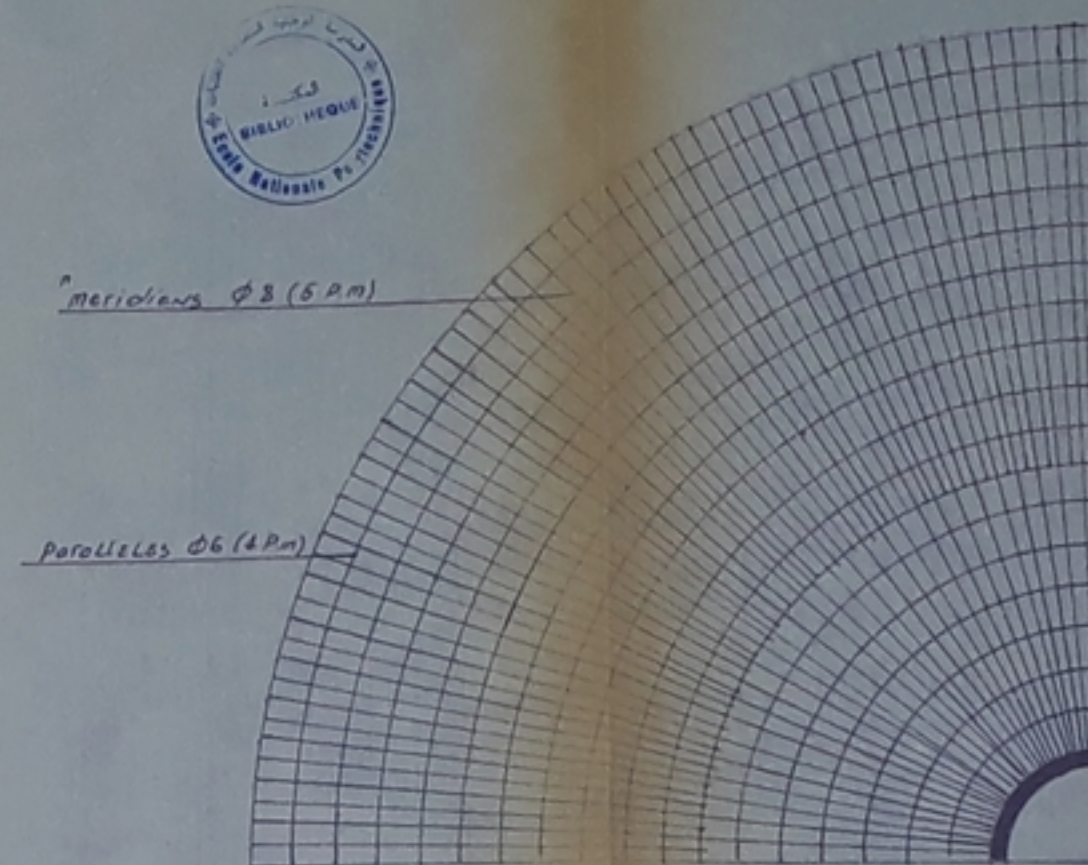
FARKAS

PROMOTION 1988

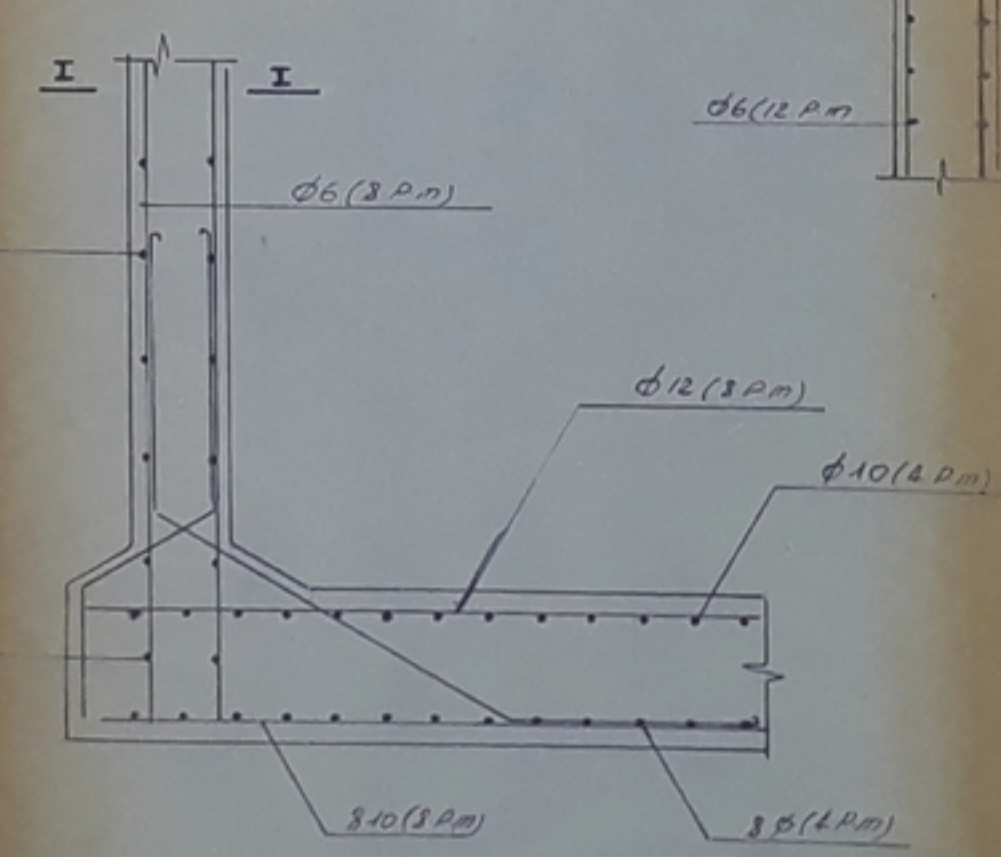
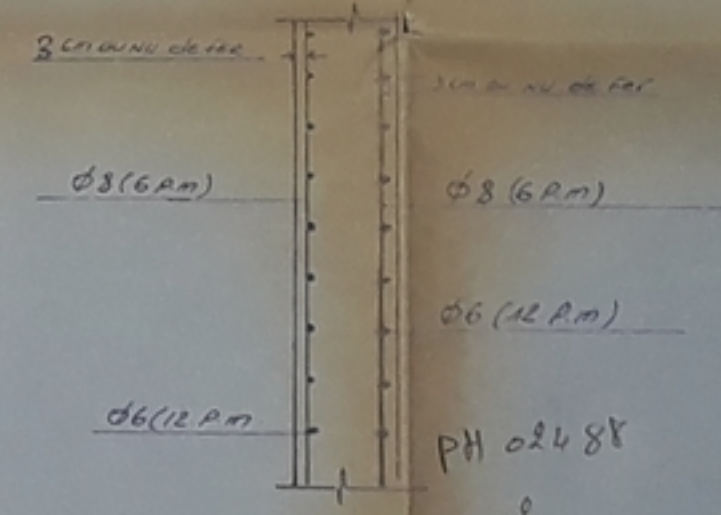
COUPE



FERRAILLAGE DE LA COUPOLE



I - I



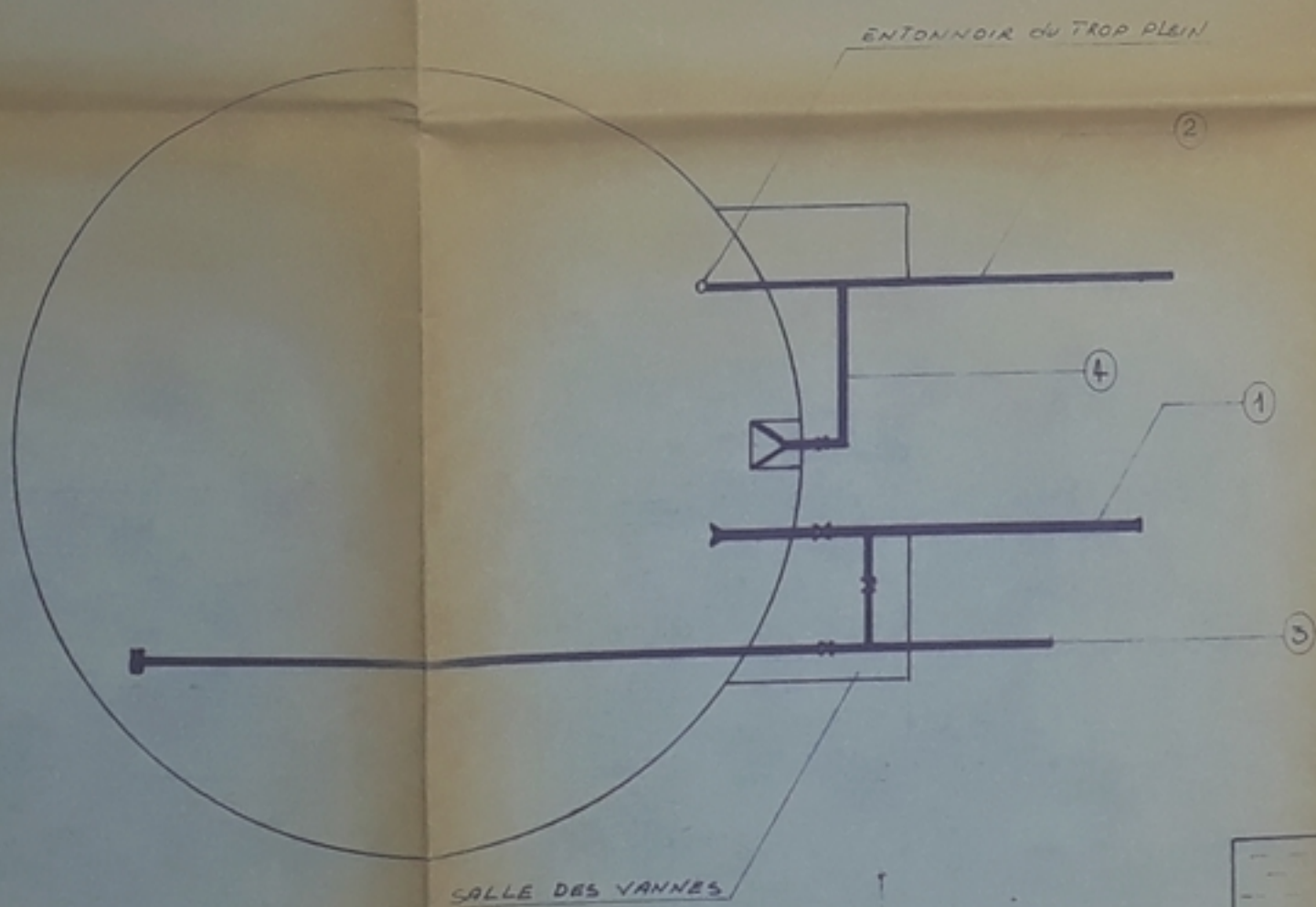
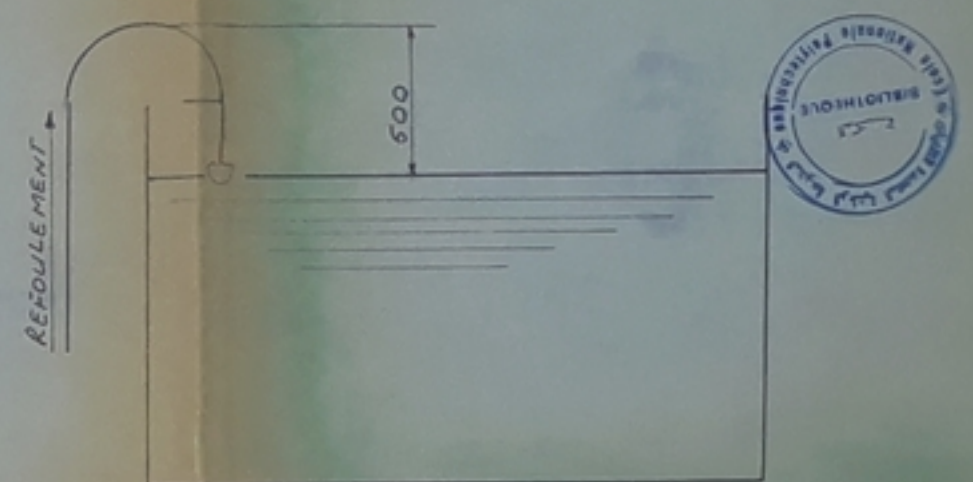
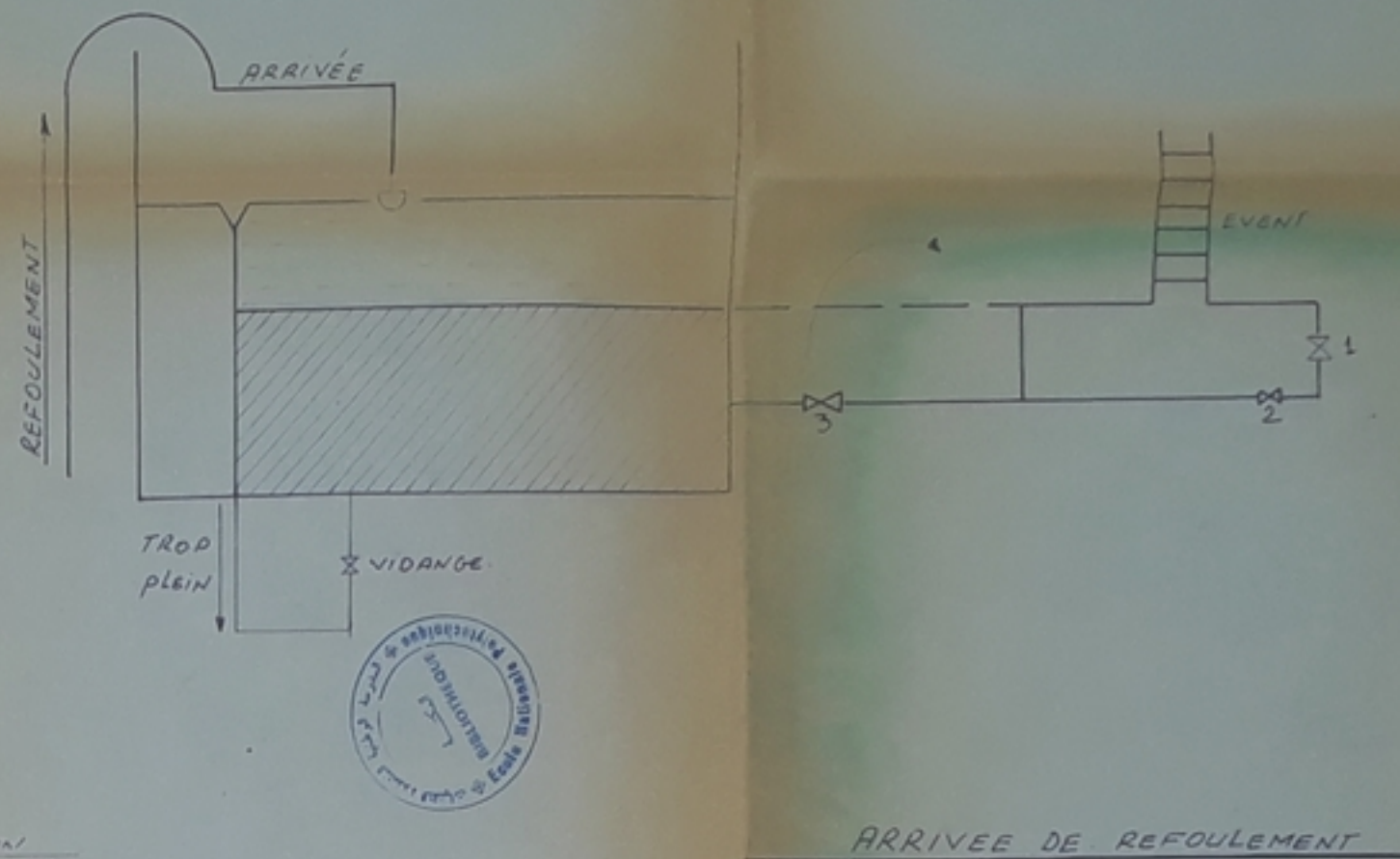
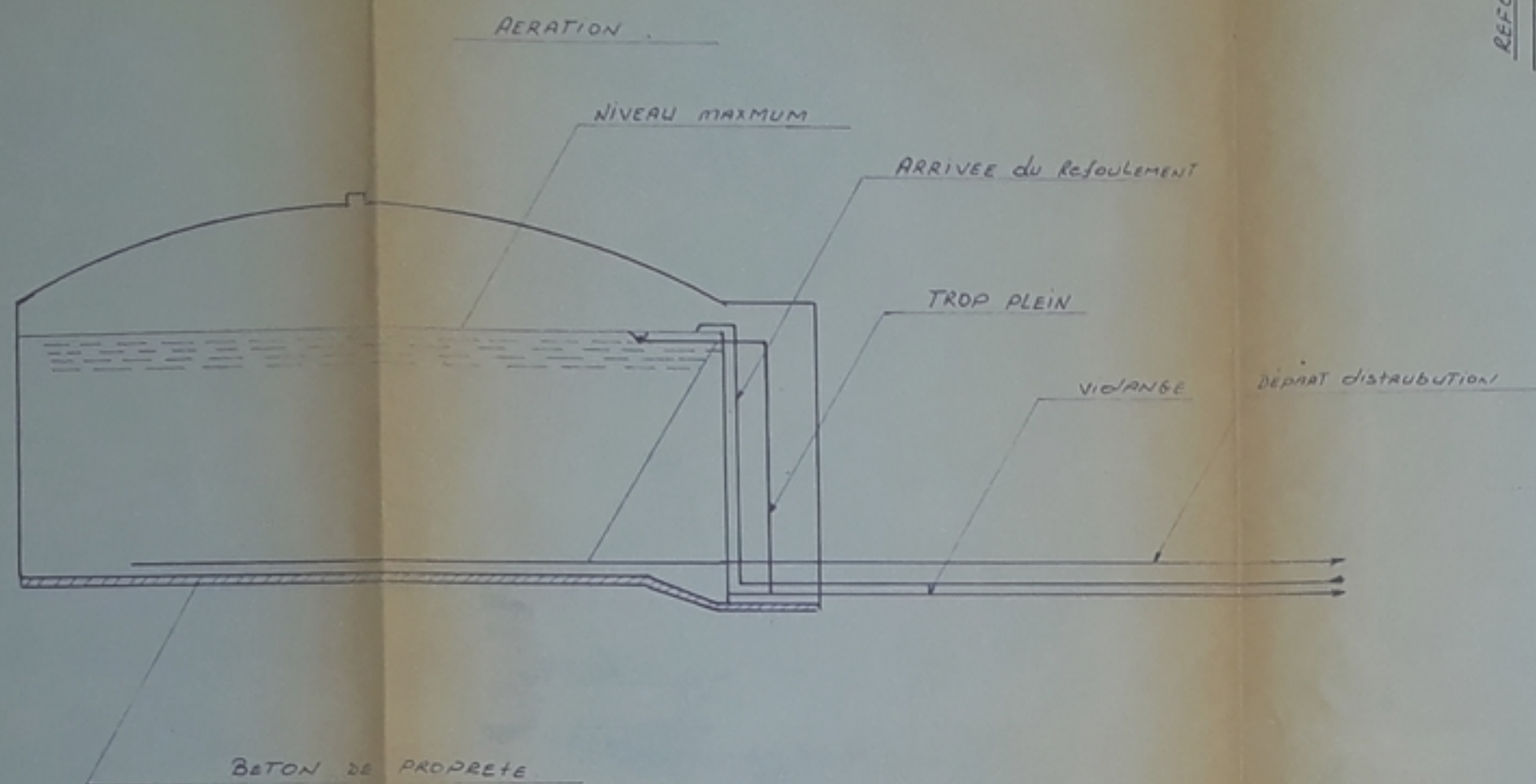
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PLANCHE N°2

FERRAILLAGE

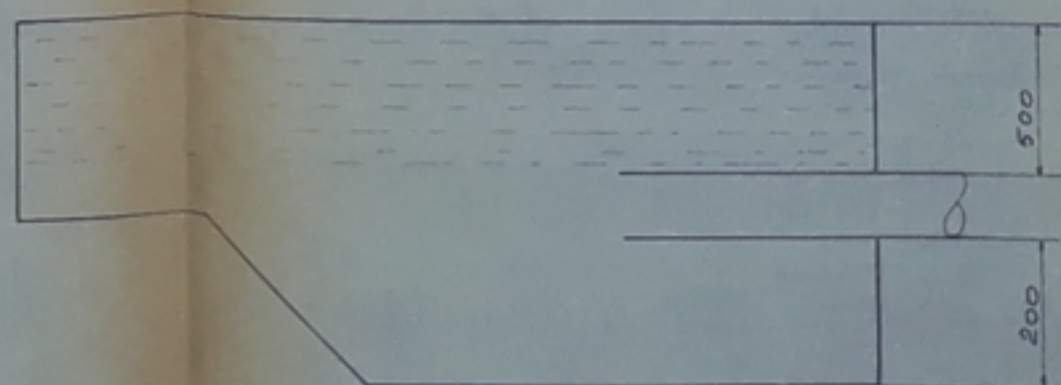
PROPOSE FARKAS
ETUDIE H KAOUA
DIRIGE FARKAS

PROMOTION 1988



| N | POSITIONS |
|---|------------------------|
| 1 | ARRIVÉE du REFOULEMENT |
| 2 | TROP PLEIN |
| 3 | DÉPART DISTRIBUTION |
| 4 | VIDANGE |

DÉPART DE LA DISTRIBUTION



PH02488
-3-



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT HYDRAULIQUE

PLANCHE N°3

EQUIPEMENTS

PROPOSÉ : FARKAS
 ETUDIÉ : H KAOUA
 DIRIGÉ : FARKAS

PROMOTION 1988

