

13/94

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT ~~GÉNIE CIVIL~~

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU DE MER DE LA  
FUTURE STATION DE POMPAGE  
DE LA CENTRALE THERMO-ELECTRIQUE  
DE RAS-DJINET EN CYCLE COMBINE (2x300 MW)

Proposé par:  
M<sup>r</sup> S. GUIA  
(SONELGAZ)

Etudié par:  
M<sup>r</sup> M. RAHEM  
&  
M<sup>r</sup> M. OULD ABDERRAHMANE

Dirigé par:  
S. GUIA  
&  
S. BELKACEMI

PROMOTION  
*Juillet 1994*

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi El-Harrach - Alger.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GENIE CIVIL**

المكتبة — المكتبة  
BIBLIOTHEQUE —  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

SUJET

**ALIMENTATION EN EAU DE MER DE LA  
FUTURE STATION DE POMPAGE  
DE LA CENTRALE THERMO-ELECTRIQUE  
DE RAS-DJINET EN CYCLE COMBINE (2x300 MW)**

Proposé par:  
M<sup>r</sup> S. GUIA  
(SONELGAZ)

Etudié par:  
M<sup>r</sup> M. RAHEM  
&  
M<sup>r</sup> M. OULD ABDERRAHMANE

Dirigé par:  
S. GUIA  
&  
S. BELKACEMI

**PROMOTION**  
*Juillet 1994*

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi El-Harrach - Alger.

## REMERCIEMENTS

ooOoo

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Ce travail a été proposé par M. S. **GZINA** ingénieur au sein de **SONELGAZ**. Il a été réalisé sous la direction de celui-ci et de M. **S. BELKACEM** maître de conférence au département de génie civil à l'**E.N.P.** Nous les remercions vivement pour leur aides, orientations et encouragements. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Que M. le président et les membres du jury trouvent ici l'expression de nos vifs remerciements pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de faire partie de notre jury.

Nous remercions également M<sup>s</sup>. **A. TALEB**, **C. BOUAMARA** et **SARMJM**, enseignants à l'université de Tizi-Ouzou pour leur aides.

Enfin, notre sympathie va à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

## DEDICACES

ooOoo

⊗ *A ma mère et mon père, à qui je dois tout* ⊗

⊗ *A ma soeur et mes frères* ⊗

⊗ *A tous mes amis(es)* ⊗

Malek

ooOoo

⊗ *A mes parents* ⊗

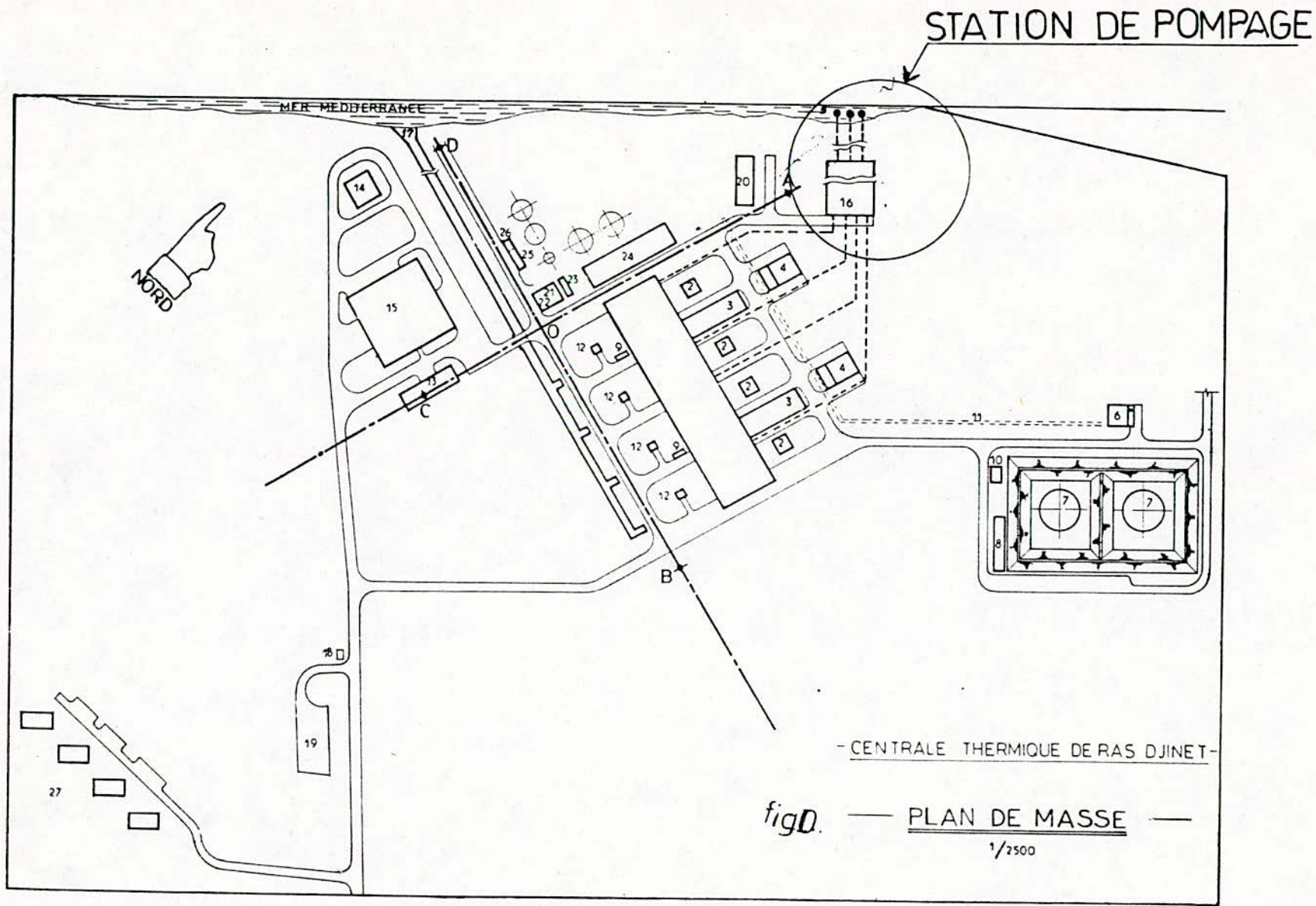
⊗ *A mes frères et soeurs* ⊗

⊗ *A tous ceux qui me sont chers* ⊗

Mohamed

## Sommaire

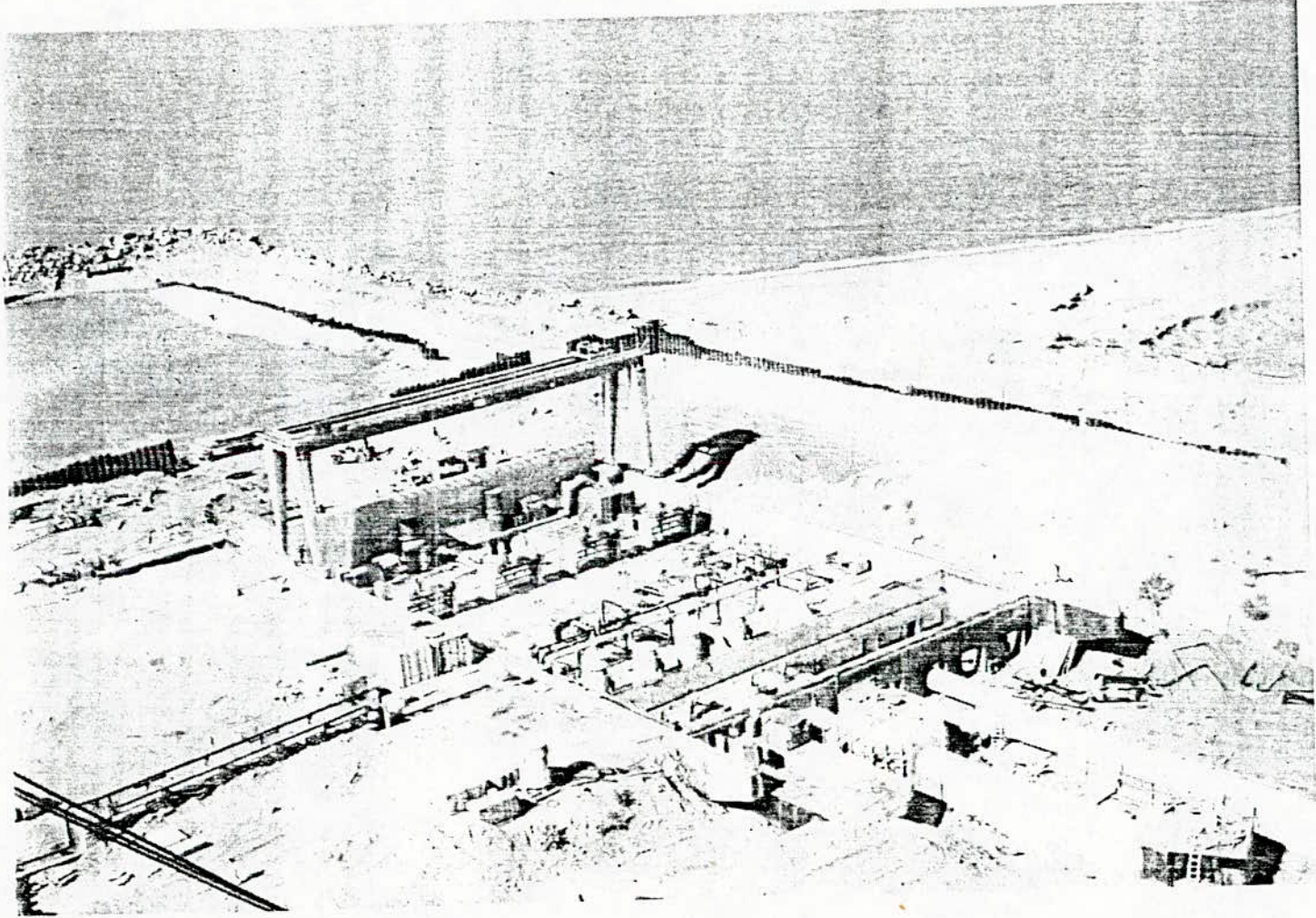
	Pages
Introduction.....	1
<b>I - Descriptions.</b>	
I.1 - Introduction.....	3
I.2 - Implantation de la centrale.....	3
I.3 - Description de la station de pompage existante.....	3
I.3 - Description de la future station de pompage.....	5
<b>II - Etude de la déviation.</b>	
II.1 - Introduction.....	6
II.2 - Notion sur les pertes de charges.....	6
II.3 - Calcul des pertes de charges à travers la conduite de déviation.....	12
II.4 - Détermination de la longueur de la déviation.....	16
II.5 - Détermination de la hauteur d'eau de la station.....	19
<b>III - Enceinte étanche et excavation de la fouille.</b>	
III.1 - Introduction.....	22
III.2 - Reconnaissance du site.....	23
III.3 - Notion sur les palplanches.....	26
III.4 - Calcul de la stabilité des palplanches.....	33
III.5 - Calcul de la stabilité des talus.....	56
<b>IV - étude de la station de pompage.</b>	
IV.1 - Introduction.....	59
IV.2 - Caractéristiques des matériaux.....	59
IV.3 - Calcul des poussées des terres.....	62
IV.4 - Etude des parois de la station.....	63
IV.5 - Etude du radier.....	73
IV.6 - Dimensionnement du massif sous pompes à circulation.....	81
IV.7 - Stabilité du massif dissipateur.....	92
<b>V - Etude technico-économique.</b>	
Conclusion.....	



البرية الوطنية الهندسة المعمارية  
 BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
 Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique



Algeria, 1963, Ecole Nationale Polytechnique

---

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# INTRODUCTION

---



## **Introduction**

Dans le cadre des études portant sur l'extension de la centrale de RAS-DJINET en cycle combiné (2 x 300 MW.), SONELGAZ se propose d'entamer une étude sur le circuit d'amenée d'eau de mer de refroidissement pour la future centrale, tout en gardant le circuit d'amenée existant avec les trois tours de prise. Pour cela trois variantes ont été proposées: (voir fig):

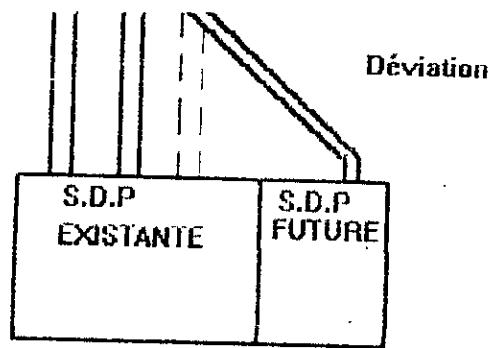
- Déviation de la conduite Est
- Bassin de répartition
- Réalisation d'un pertuis entre les deux stations de pompages.

Notre étude consiste à étudier en détails la première variante c'est à dire la déviation de la conduite vers la future station de pompage.

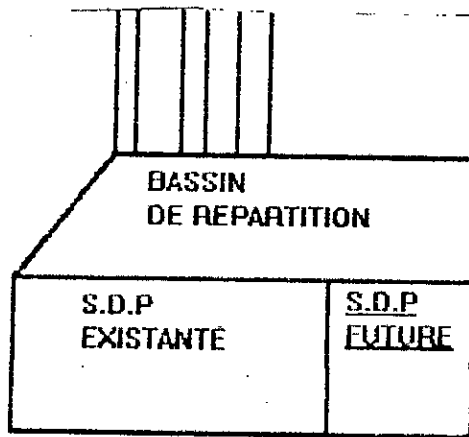
La réalisation de la nouvelle station de pompage et la déviation de la conduite d'amenée d'eau de mer sont présentées comme deux ouvrages indépendants, le deuxième ne devrait jamais interférer le rythme des travaux du premier. Ceci nous conduit à la réalisation d'ouvrages supplémentaires dans la zone des travaux qui comprennent l'agrandissement de l'enceinte étanche et cela par battage de palplanches.

Les différentes phases de réalisation se résument comme suit:

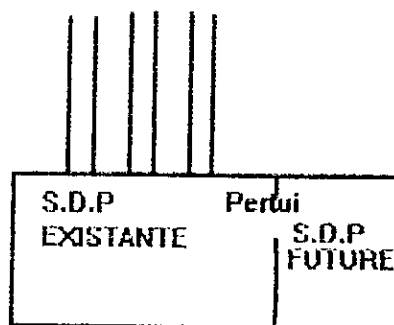
- Une partie du rideau de palplanches existant sur la côté Nord-Est de la station de pompage actuelle sera arrachée.
- Les palplanches arrachées avec d'autres qui seront achetées seront battues. Ce rideau sera relié à l'existant et formera son prolongement afin de servir d'enceinte étanche pour les travaux de l'extension de la station de pompage et au même temps à la déviation de la conduite.



Solution -1-



Solution -2-



Solution -3-

Fig 0.2, Trois Variantes proposées

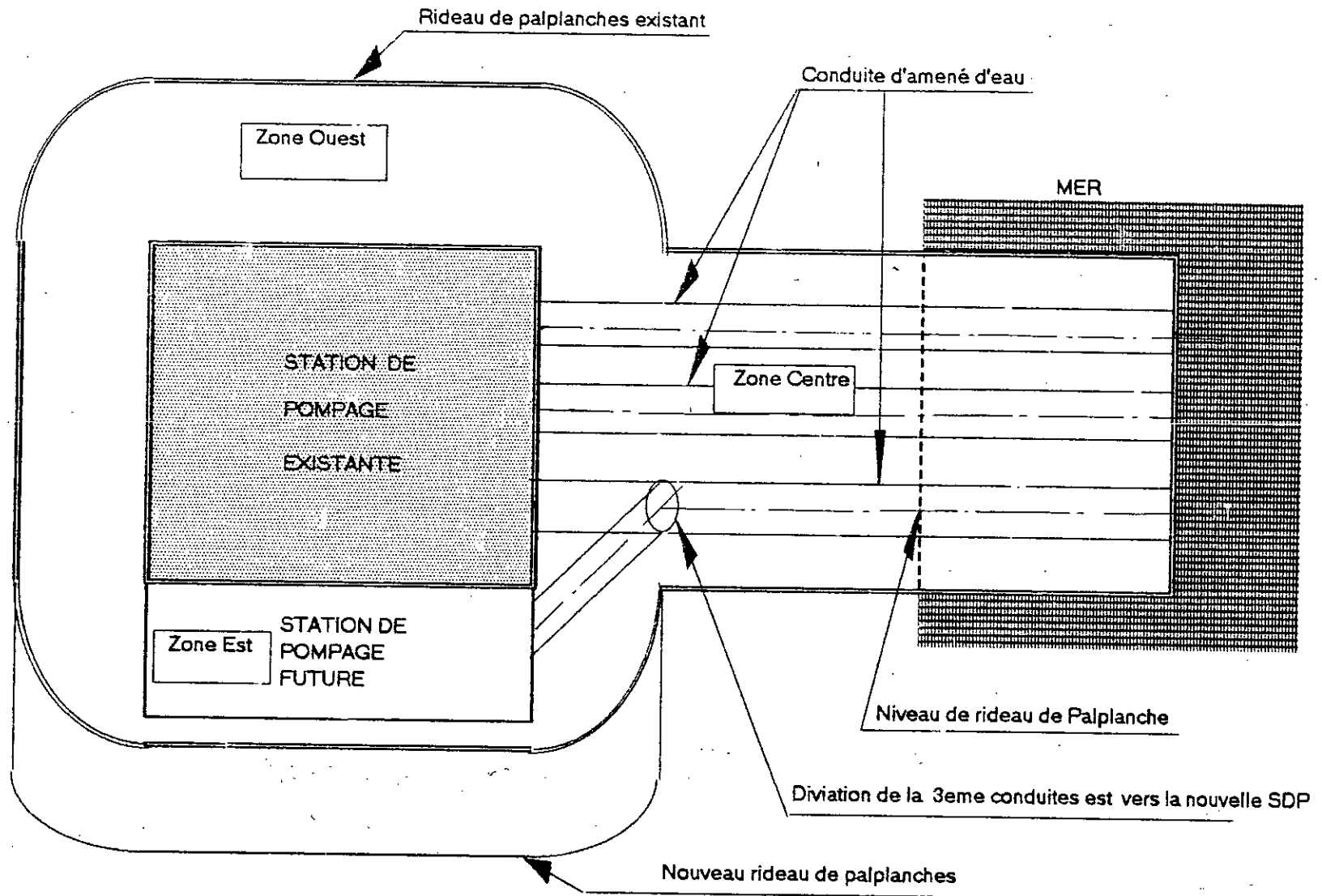
- Pour avoir une stabilité des palplanches Après battage de celles-ci, un déblayage en forme de talus sera exécuté à l'intérieur de l'enceinte. Ceci est obtenu moyennant une pente qu'on déterminera.

- Extension de la station de pompage qui sera réalisée à la mitoyenneté de l'existante.

- Excavation de la tranchée qui se fera jusqu'à apparition des conduites d'amenée d'eau de mer et cela sans pour autant risquer la stabilité du rideau de palplanches.

- La conduite d'amenée débouchant sur la station de pompage sera dévier vers la future station en son milieu.

- Une fois mise en place les tuyaux avec leur joints extérieurs correspondants, on procédera au remblayage de L'excavation réalisée.



==== Situation initial

fig.0.1: SITUATION DANS LA ZONE DES TRAYAUX

\_\_\_\_\_ L'extention

---

CHAP. I  
DESCRIPTIONS

---

## **I.1) Introduction**

La centrale thermo-électrique de Ras-Djinet dont la construction a été décidée en vue de renforcer l'alimentation en énergie électrique du pays, et composée de quatre groupes monoblocs d'une puissance unitaire de 168 MW, totalisant une capacité installée de 670MW.

Cette centrale, la plus grande du pays, permettra de renforcer la capacité du parc de production qui atteignait, à la fin du 1<sup>er</sup> Plan Quinquennal, 3000 MW pour une production de 10.000GW/h.

## **I.2) Implantation de la centrale**

La centrale a une superficie de 35ha, elle est située en bord de mer, à l'Est d'Alger, près de la ville de Ras-Djinet, dans la willaya de Bourmerdes.

Le choix s'est fait sur la base des critères suivants:

- Proximité de consommateurs importants situés notamment dans la zone industrielle de Rouiba-Régaia.
- Possibilité d'extension.
- Conditions du sous-sol favorable, ne nécessitant pas de fondations profondes.

## **I.3) Description de la station de pompage existante (SDP):**

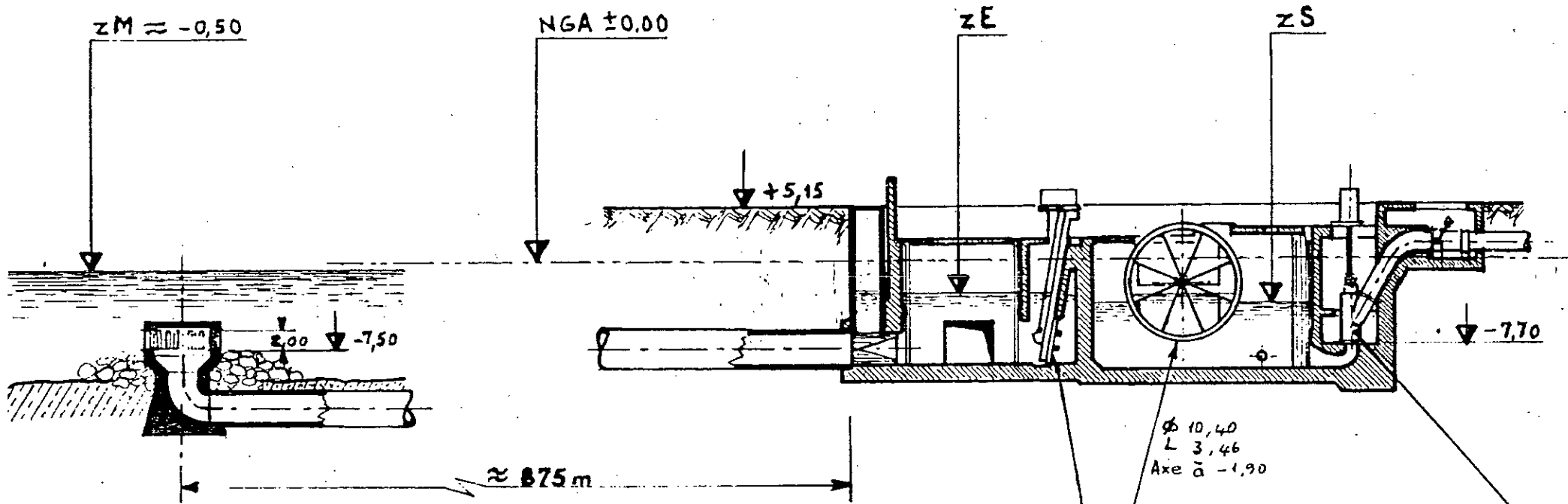
### **I.3.1) Prise d'eau:**

Les divers caractéristiques du site ont imposées une prise d'eau au large des côtes, le captage du débit nécessaire a été conçu comme un captage de fond. Il est fait à une distance d'environ 850 mètres du rivage, à des profondeur d'environ -10 mètres.

L'ouvrage consiste en trois conduite en béton armé qui commence à la station de pompage située sur la plage et qui se termine par trois tours de prise en plein mer.

# PRISE D'EAU

# STATION DE POMPAGE



**TOUR DE PRISE D'EAU**

Diamètre intérieur 5,2m

Coude R = 2m

**CONDUITE D'AMENEE**

Diamètre inter. D = 2,7m

**GRILLE A DEGRILLEUR**

**FILTRE - TAMBOUR**

**POMPE DE CIRCULATION**

-3a-



a) Caractéristiques des conduites:

Les tuyaux sont en béton armé, formés d'éléments modulés, la longueur de l'élément est de 2.93 mètres, de diamètres intérieur 2.70 mètres et de diamètre extérieur 3.6 mètres.

b) Assemblage des éléments de tuyaux:

L'assemblage des tuyaux est fait par un système mal-femelle avec des joints spécifiques au Néoprène.

c) La Pose des tuyaux:

La pose a été effectuée par modules dans une tranchée draguée dans le fond sableux à une profondeur -9.00m environs.

L'appui des modules sur le fond est constitué d'un lit granulaire de 15cm d'épaisseur et se prolongera des deux côtés à une hauteur de 60cm.

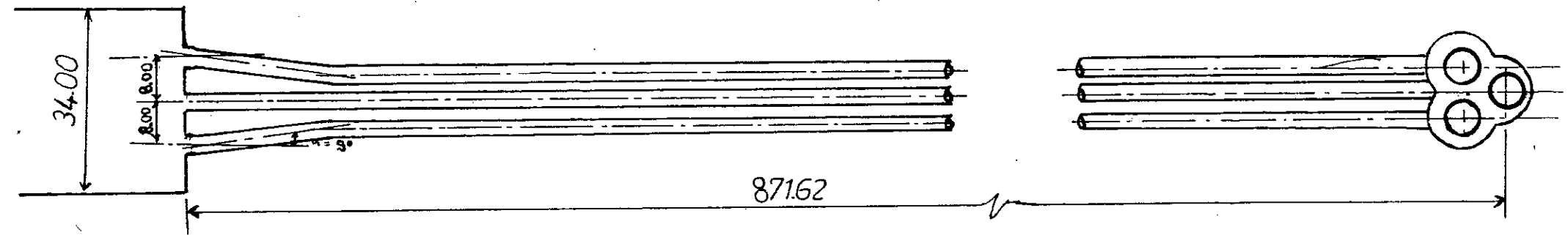
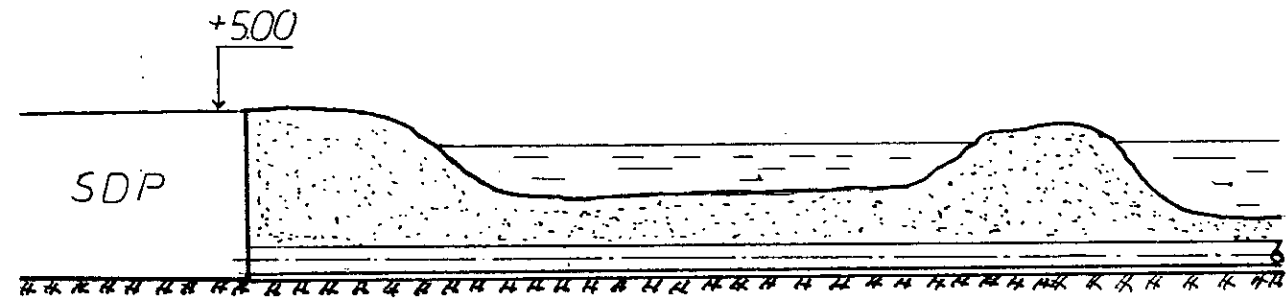
**1.3.2) Tours de prise**

A l'extrémité en mer des trois conduites, on a exécuté trois tours de prises verticales. Le fond de prise des tours est à -15 mètres tandis que la partie supérieur à -4.5m.

Les tours sont également en éléments tubulaire en béton armé préfabriqué. La base des tours est un coude à 90° qui assure la liaison de la position horizontale de la tuyauterie à celle verticale de la prise.

Il a été prévu des ouvertures sur le pourtour et aussi un couvercle horizontale en béton armé pour la visite de la tour et de la conduite.

L'ensemble des trois tours de prise est protégé par un massif en enrochement.



- 48 -

fig: I.1: CENTRALE RAS DJINET  
PRISE D'EAU DE MER

### **I.3.3) Station de pompage (SDP):**

La station de pompage est construction en béton armé, exécuté sous le niveau de la nappe phréatique à proximité immédiate de la mer.

L'exécution de la station de pompage a été faite dans une enceinte étanche de palplanches sous pompage continu de l'eau. Les dimensions de la station de pompage sont: longueur 45.5m, largeur 34m et la côte supérieur du radier -9.5m.

La station de pompage a été conçue comme un boîtier en béton armé, le radier et les parois extérieures ont une épaisseur de 1.00m. Les ouvertures, pour les conduites de prise à l'entrée et conduite de circulation vers le condenseur à la sortie, ont été prévues. Une grue à portique roulant avec une capacité de 5 tonnes et une hauteur de levage (16.50m) a été monté sur des rails de roulement scellées au niveau supérieur des parois extérieures.

L'ouvrage est constitué d'une fausse vers laquelle l'eau de mer est canalisée, comprend un râteau dégrilleur, un tombeau de filtrant et des pompes du circuit d'eau de refroidissement.

## **I.4) Description de la futur S.D.P.**

### **I.4.1) Station de pompage:**

La future station de pompage sera adjacente à celle existante, ses dimensions seront de l'ordre de 18.00m de largeur, 45.00m de longueur et de 16.00m de profondeur. L'ouvrage sera équipé de la même manière que celui existant.

### **I.4.2) Conduite de circulation:**

Etant donné que le circuit d'amenée d'eau existant est gardé, sauf pour la conduite d'Est qui sera déviée vers la future station, les caractéristiques de la conduite seront les mêmes que pour celles existantes.

---

CHAP. III  
ETUDE DE LA DEVIATION

---

## II.1) Introduction:

Le but de cette partie est la détermination de la distance de déviation qui nous permettra de trouver la longueur nécessaire pour l'excavation de la tranchée. Cette distance dépend de l'angle de déviation ( $\alpha$ ), que l'on déterminera en se basant sur l'optimisation de la perte de charge totale à travers le tronçon dévié.

## II.2) Notion de perte de charges:

### II.2.1) Equation de Bernoulli:

Pour un liquide incompressible à écoulement permanent, en tenant compte des forces de frottements, l'équation de Bernoulli appliquée pour un ensemble de courants s'écrit::

$$h + \frac{P}{\gamma g} + \alpha \frac{U^2}{2g} + j = C^{te}$$

$h$ : la cote d'un point pris dans la section considérée

$P$ : la pression en ce point

$U$ : vitesse moyenne à la section considérée

$\alpha$ : coefficient de l'énergie cinétique.

Des expériences, ont conduit à des valeurs de  $\alpha$  suivantes:

$\alpha = 2$  pour des écoulements en régime laminaire

$\alpha = 1.02$  pour les écoulements en régime turbulent.

Dans la pratique, comme on ignore souvent la valeur exacte de  $\eta$  ( $\alpha = 1 + 3\eta$ ), on prend  $\alpha = 1$ .

### II.2.2) Pertes de charges le long d'un courant liquide:

Les pertes de charges (ou pertes d'énergies), le long d'un courant liquide sont dues aux frottements des molécules liquides entre elles et contre les parois du dispositif solide qui guide le courant.

Ces frottements interviennent dès que le mouvement se produit puisqu'il résulte de la viscosité du liquide et de la turbulence du régime. Ils apparaissent aussi bien dans un écoulement rectiligne de section constante ou très progressivement variable, que lorsqu'il rencontre une singularité brusque dans la direction du courant ou dans la forme ou l'étendue de sa section transversale.

### II.2.2.1) Perte de charge linéaire:

Cette perte de charge est représentée par le terme

$$J = (B/\Omega) \varphi(U)$$

La section transversale est circulaire, donc:

$$B/\Omega = 4/D$$

$J$ : perte de charge par mètre linéaire.

Pour l'explication de la fonction  $\varphi(U)$ , de nombreuses formules ont été proposées depuis plus d'un siècle. On peut les grouper en deux catégories:

#### a) Formules anciennes:

Pendant très longtemps jusqu'à ces dernières années, la fonction  $\varphi(U)$  a été déterminée expérimentalement et les auteurs ont posé d'une manière quasi-générale:

$$\varphi(U) = b_1 U^2$$

Suivant les auteurs, ce coefficient  $b_1$  sera constant ou le plus souvent en fonction des caractéristiques de l'écoulement c'est à dire de la nature et de l'état des parois du tuyau, de la vitesse  $U$  du diamètre  $D$ .

Ce coefficient est déterminé empiriquement par plusieurs Formules anciennes.

b) Formules modernes:

L'expression générale de la perte de charge dans un courant liquide rectiligne et d'une section transversale constante est établie:

$$J = (\lambda D) (U^2/2g)$$

Cette formule s'appliquera donc à un tronçon rectiligne de canalisation de diamètre  $D$ .

$\lambda$ : Coefficient de résistance.

Le coefficient  $\lambda$  est fonction du nombre de Reynolds  $R$  caractérisant l'écoulement ainsi que la nature et la rugosité des parois de canalisation

$$\lambda = f(R, \text{rugosité})$$

Dans le cas d'un écoulement en régime laminaire dans un tube cylindrique rectiligne, le coefficient de résistance  $\lambda$  est susceptible d'être représenté d'une manière très simple:

$$\lambda = 64/R$$

En régime turbulent, on distingue deux cas: tuyaux lisses et tuyaux rugueux.

1°) *Cas des tuyaux lisses en régime turbulent*

- Formule de Prandtl-Von Karman:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log R \sqrt{\lambda} - 0.80$$

qui s'écrit également:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2.51}{R \sqrt{\lambda}}$$

- Formule du type

$$\lambda = \frac{A}{R^n}$$

L'allemand Blasius a ainsi proposé en 1913 la formule



$$\lambda = \frac{0.3164}{R^{0.23}}$$

- Formule de type

$$\lambda = \alpha + \frac{\beta}{R^n}$$

A ce groupe se rattachent les formules de:

- Lees (1914):

$$\lambda = 0.00714 + \frac{0.61}{R^{0.35}}$$

- Schiller et Hermans:

$$\lambda = 0.0054 + \frac{0.396}{R^{0.3}}$$

- Nickuradse (1932)

$$\lambda = 0.0032 + \frac{0.221}{R^{0.237}}$$

- R. Lazard (1935):

$$\lambda = 0.00372 + \frac{0.247}{R^{0.25}}$$

Sur les formules d'écoulement en régime turbulent lisse des études expérimentales récentes ont montré que la formule de Prandtl-Von Kármán, admise pendant longtemps, ne traduisait pas très exactement les résultats observés. La formule de Blasius serait mieux adaptée.

\*) Variation de la perte de charge en fonction de R

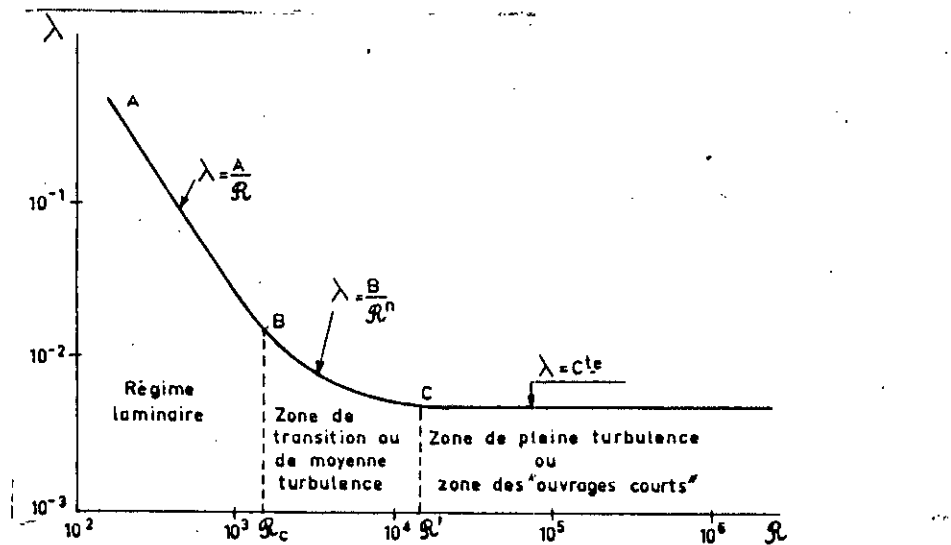
Le nombre de Reynolds  $R$  peut servir à caractériser le régime d'écoulement. Le point de passage d'un régime à l'autre est assez imprécis et correspond à un nombre de Reynolds voisin de 2000.

-  $R < 2000$  le régime est tranquille ou laminaire

-  $R > 2000$  le régime est turbulent.

$$R = UD/\nu$$

$\nu$ : viscosité cinématique.



figII.2: - Variation de la perte de charge d'un écoulement en fonction du nombre de Reynolds

2°) Cas de tuyaux rugueux:

\*) Régime de faible turbulence dans les conduites rugueuses:

Pour des valeurs du nombre de Reynolds supérieur à 2000 mais relativement faibles, c'est à dire pour un régime de faible turbulence, l'écoulement dans les tuyaux rugueux suit les mêmes lois que pour les tuyaux lisses.

La limite de rugosité où le tuyau cesse de se comporter comme hydrologiquement lisse.

$$K = 19.25 D/R^{7/8}$$

\*) Régime de pleine turbulence dans les conduites rugueuses:

Lorsque le nombre de Reynolds dépasse une valeur limite donnée par la formule:

$$R = 560 D/K$$

On quitte la zone de transition pour aborder la zone de pleine turbulence en tuyaux rugueux.

La valeur de  $\lambda$  est donnée par les différentes formules.

- Formule de Nikuradse:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{K}{3.7D}$$

- Formule de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{R\sqrt{\lambda}} \right]$$

$k$ : Représente la rugosité homogène de type grain de sable.

Colebrook a donné les valeurs suivantes

Fonte ordinaire	$k = 0,25\text{mm}$
Fonte galvanisée	$k = 0,15\text{mm}$
Fonte goudronnée	$k = 0,12\text{mm}$
Fer forge	$k = 0,04\text{mm}$

### II.2.2.2) Perte de charge singulière

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes d'une canalisation, il peut exister le long d'un courant liquide des causes locales de perte de charge dues à une brusque variation de la section transversale ou de la direction du courant, constituant des singularités (élargissements ou rétrécissements brusques, changements de direction).

Les singularités se comportent précédemment comme des ouvrages courts et la perte de charge qu'elles engendrent sera donc de la forme.

$$J = K' U^2 / 2g$$

$K'$ : Coefficient numérique sans dimension qui dépendra de la forme et des dimensions ou la singularité.

\*) Coudes arrondis

De nombreuses formules expérimentales ont été proposées pour exprimer la perte de charge dans un coude arrondi, citons la formule de Weisbach (1855)

$$K' = \frac{\alpha}{90^\circ} \left[ 0.131 + 1.847 \left( \frac{D}{2r} \right)^{3.5} \right]$$

\*) Coude à angles vifs

S'exprime toujours par la formule

$$J = K' U^2 / 2g.$$

Weisbach a donné la formule suivante pour  $k'$

$$K' = 0.9457 \sin^2 \frac{\alpha}{2} + 2.047 \sin^4 \frac{\alpha}{2}$$

## II.3) Calcul des pertes de charges à travers la déviation

### II.3.1) Caractéristiques de la conduite

- Diamètre hydraulique.

$$D_h = 4 \times \text{aire de la section movillée} / \text{périmètre moville} = 2,5\text{m}$$

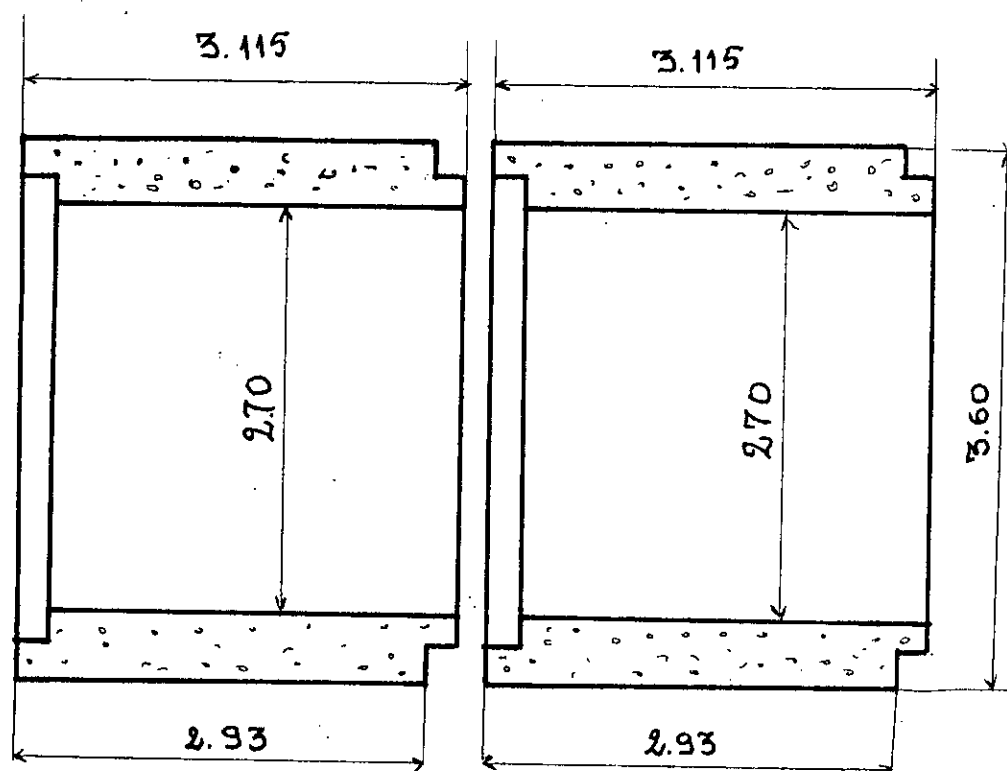
- Viscosité

$$\nu = 0.9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s à } 25^\circ\text{C}$$

- La rugosité:

La rugosité des cardvites est prise.

$$K = 25\text{mm}$$



figII.3: ASSEMBLAGE DES TUYAUX

Les conduites sont formées par connexion de tuyaux identiques par un système d'assemblage mal-femelle.

Pour éviter les fuites entre les tuyaux on utilise des joints de type Torique Neoprene de largeur  $e = 0,03\text{m}$ , sauf pour les raccords avec la station de pompage où elle est de  $0,05\text{m}$ .

### **II.3.2) Perte de charge linéaire:**

L'expression de la perte de charge linéaire, à travers la conduite, est donnée par:

$$h_k = \frac{\lambda L U^2}{D 2g}$$

AN:

$$U = 2,634\text{m/s}$$

$$D = 2,5\text{m}$$

$$\text{D'où } h_k = 0,141 \lambda L$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

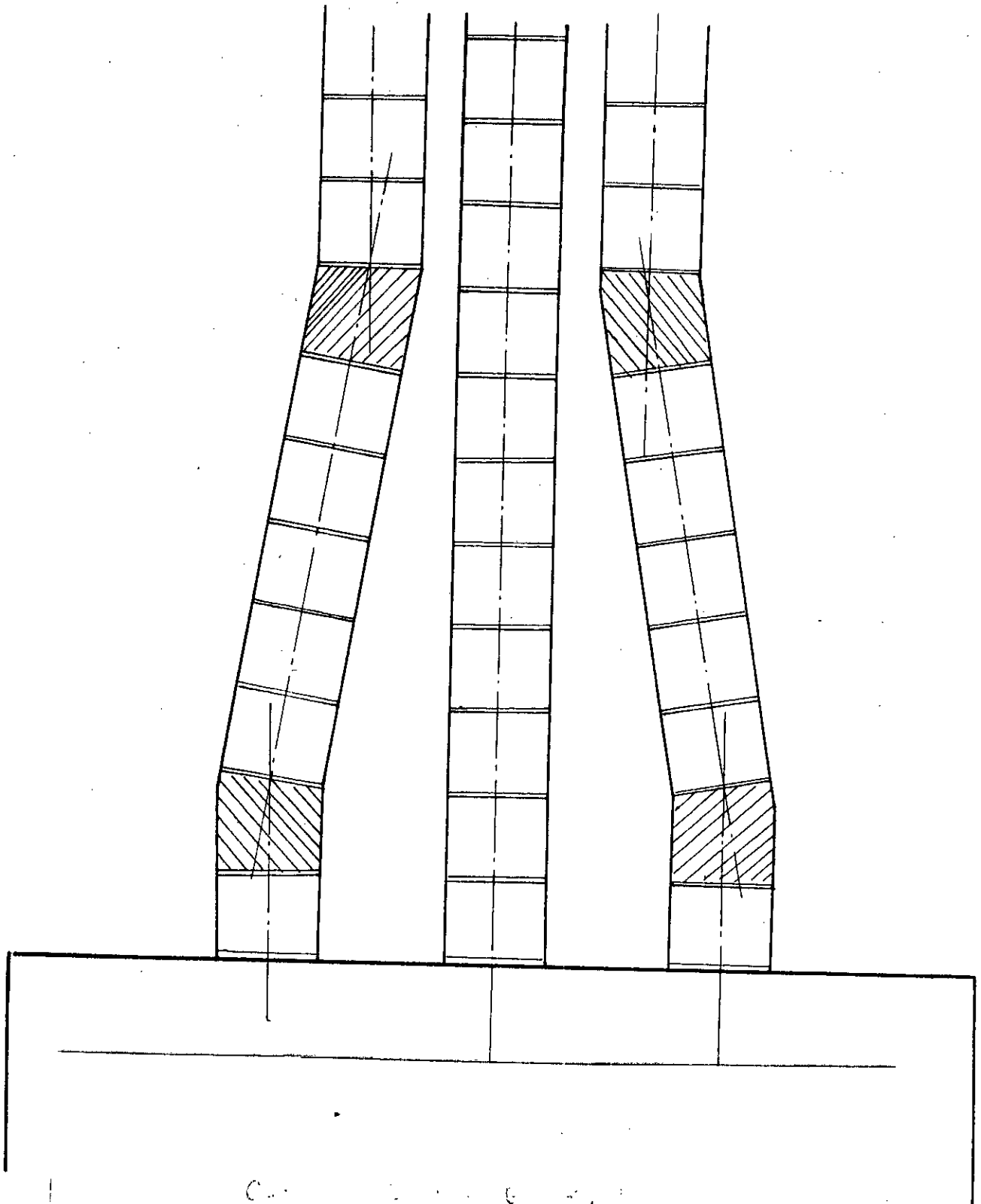
**Détermination de  $\lambda$ : Par la formule de Colebrook:**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{R\sqrt{\lambda}} \right]$$

$R$ : nombre de Reynolds:

$$R = \frac{UD}{\nu} = 7.317 \cdot 10^6$$

En traçant les 2 graphes d'équation:



figII.4: STATION DE POMPAGE EXISTANTE



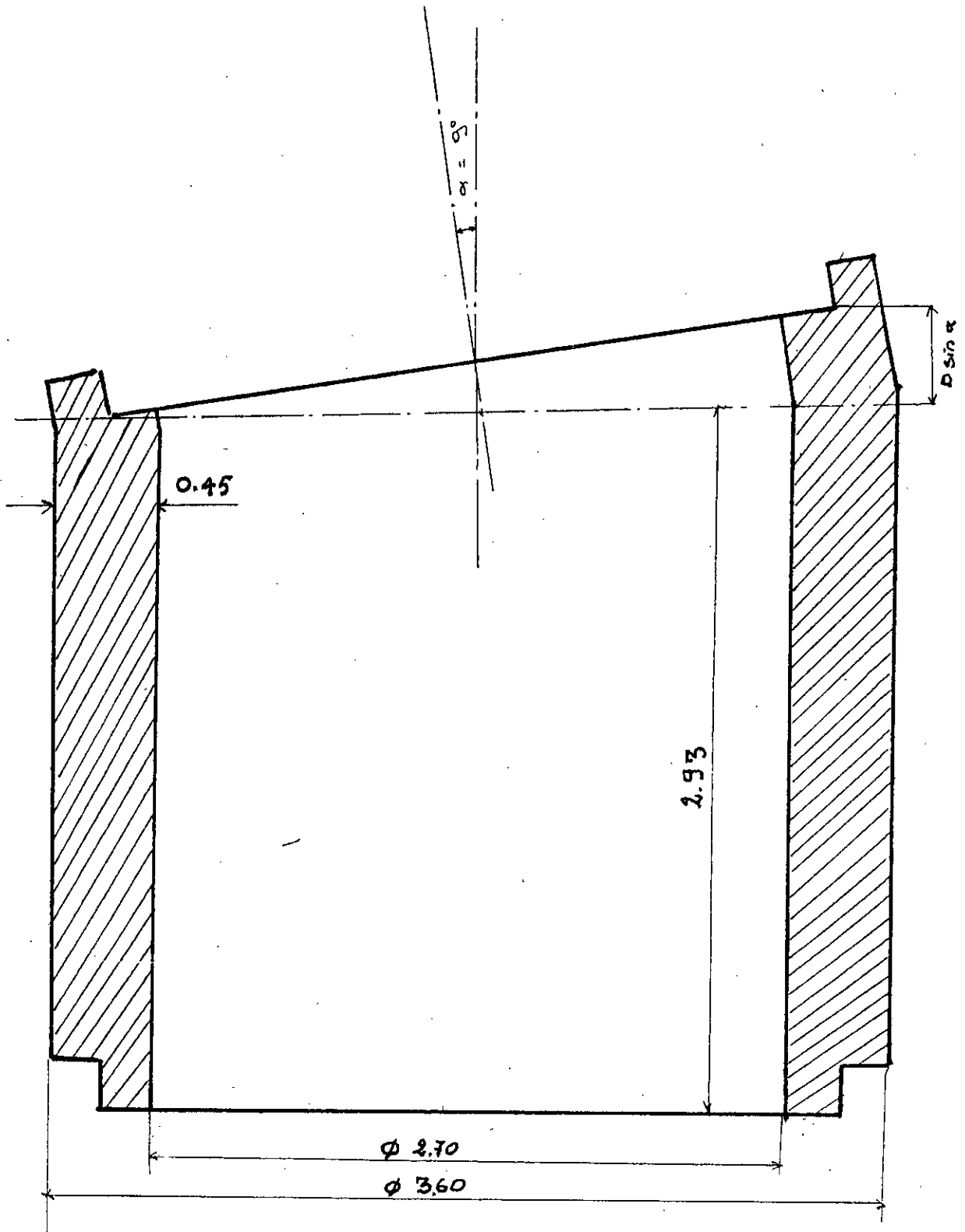
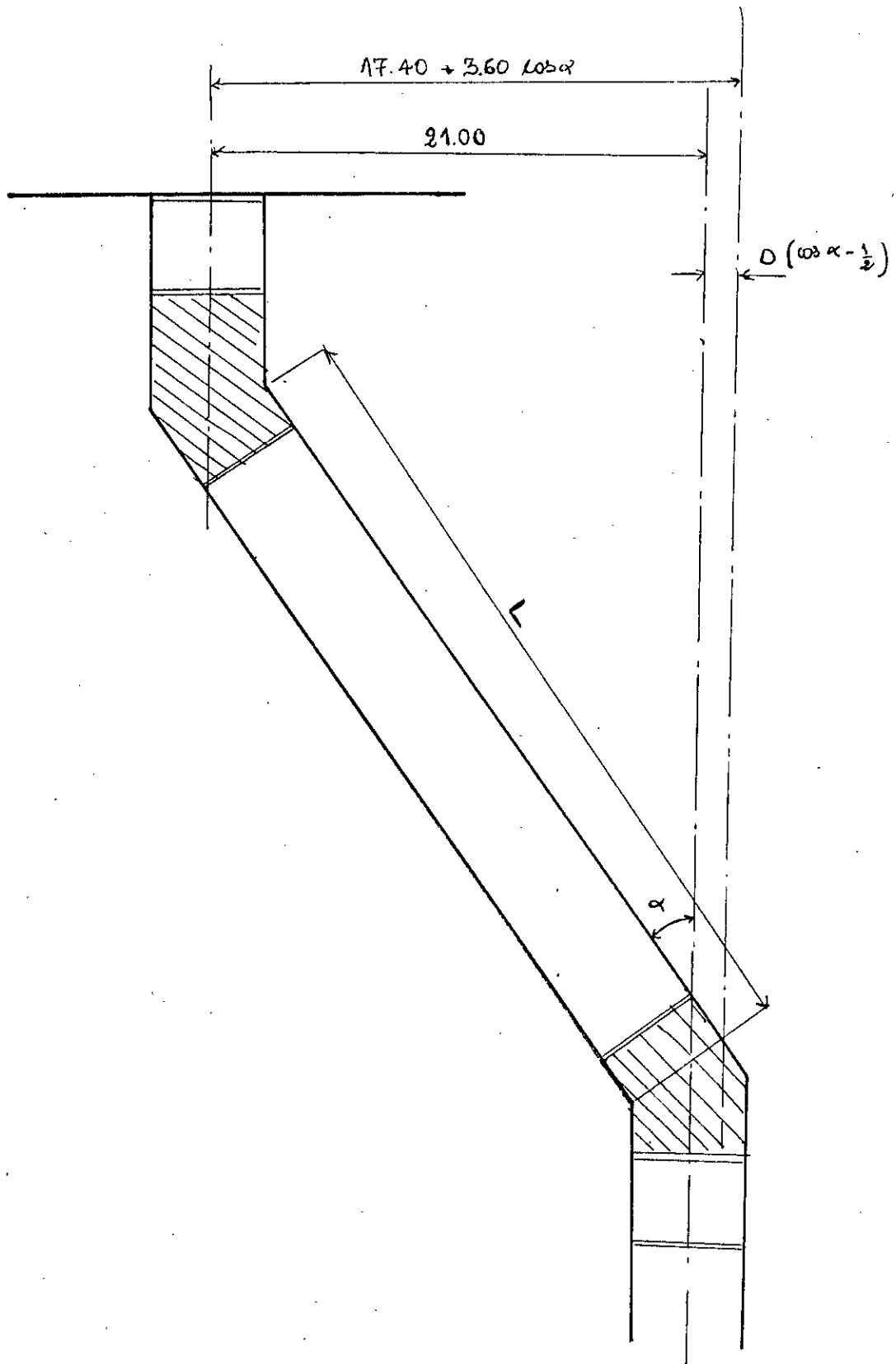


fig II.5 : COUPE DU COUDE ACTUEL



figII.6: DEVIATION DE LA CONDUITE-EST

$$\begin{cases} y = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \\ y = -2 \log \left[ \frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{R\sqrt{\lambda}} \right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} y = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \\ y = -2 \log \left[ 5.4 \cdot 10^{-4} + \frac{3.43 \cdot 10^{-7}}{\sqrt{\lambda}} \right] \end{cases}$$

Leur intersection nous donne la valeur: (fig: II.7 )

$$\lambda = 0,0234$$

$$\text{d'où } h_L = 3,31 \cdot 10^{-3} L$$

D'après la fig II.6

$$d' = 17.4 + 3.6 \cos \alpha$$

$$L = \frac{d'}{\sin \alpha} = \frac{17.4 + 3.6 \cos \alpha}{\sin \alpha}$$

$$h_L = 3.31 \cdot 10^{-3} \frac{17.4 + 3.6 \cos \alpha}{\sin \alpha}$$

$\alpha$ : angle de déviation de la conduite

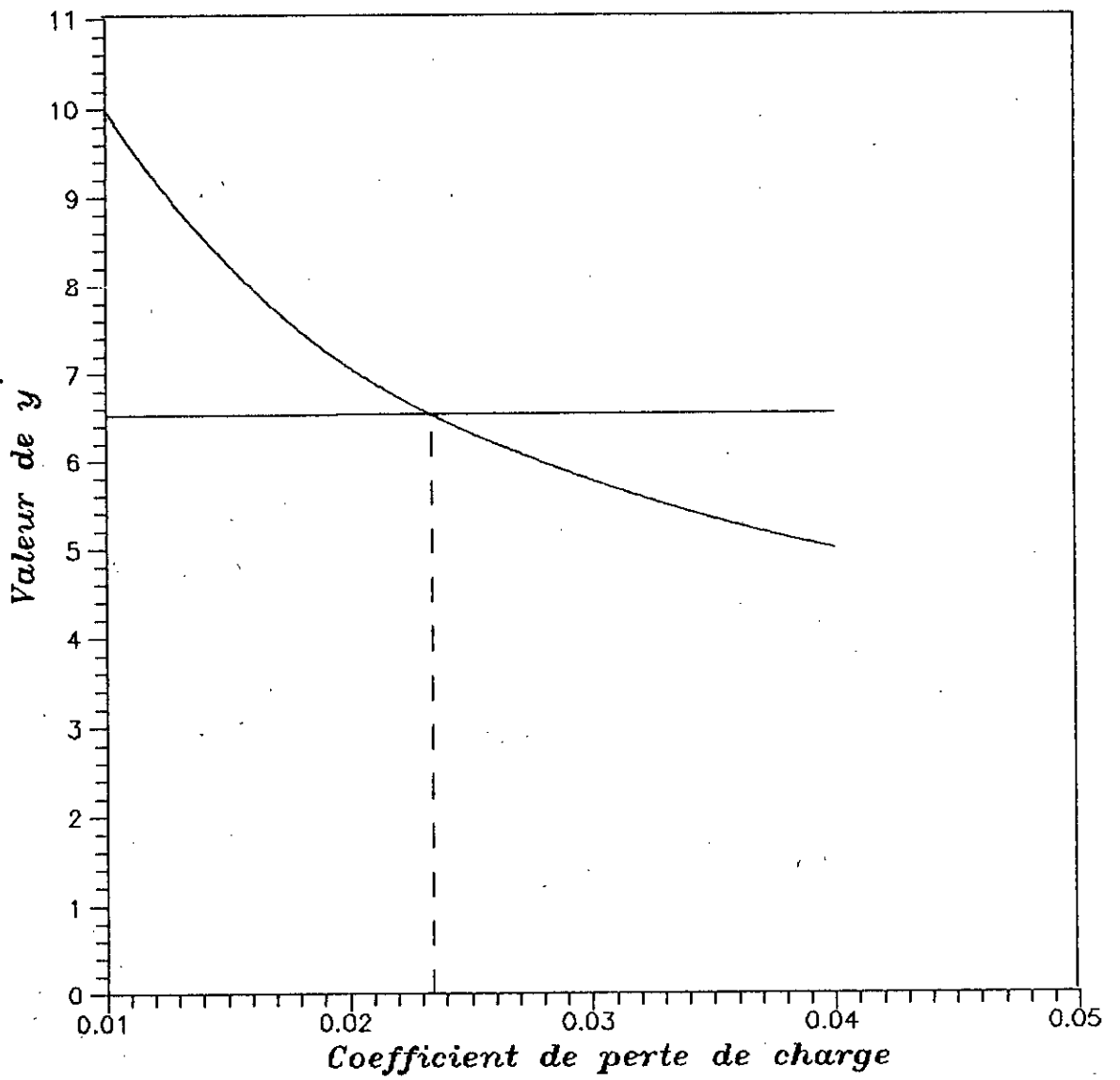
### II.3.3) Perte de charge singulière:

$$h_s = k' U^2 / 2g$$

Dans notre cas on a deux coudes vifs

$$k' = 0.9457 \sin^2 \frac{\alpha}{2} + 2.047 \sin^4 \frac{\alpha}{2}$$

$$h_s = 0.353 \left[ 0.9457 \sin^2 \frac{\alpha}{2} + 2.047 \sin^4 \frac{\alpha}{2} \right]$$



**FIG. II .7: DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE**

### II.3.4) Perte de charge totale à travers la déviation

La perte de charge totale est donnée par la somme de la perte de charge linéaire et de la perte de charge singulière.

$$h_T = h_L + 2h_s$$

$$h_T = A \left[ \frac{17.4 + 3.6 \cos \alpha}{\sin \alpha} \right] + 2B \left[ 0.9457 \sin^2 \frac{\alpha}{2} + 2.047 \sin^4 \frac{\alpha}{2} \right]$$

$$A = 3.31 \cdot 10^{-3}$$

$$B = 0.353$$

Pour que les pertes charge soit minimales

$$\frac{dh_T}{d\alpha} = 0$$

$$A \left[ \frac{-3.6 \sin^2 \alpha - \cos \alpha (17.4 + 3.6 \cos \alpha)}{\sin^2 \alpha} \right] + 2B \left[ 0.9457 \sin \frac{\alpha}{2} + 2 \times 2.047 \sin^3 \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2} \right] = 0 \quad (I)$$

$$\Rightarrow B \sin^3 \alpha \left[ 0.9457 + 2 \times 2.047 \sin^2 \frac{\alpha}{2} \right] - A [3.6 + 17.4 \cos \alpha] = 0$$

$$A = 3.31 \cdot 10^{-3}$$

$$B = 0.353$$

On se propose de résoudre l'équation (I) graphiquement (fig. II.8)

En traçant la courbe de cette équation, l'angle de déviation est donné par le point d'intersection de la courbe avec l'axe des abscisses. On aura:

$$\alpha = 30,6^\circ$$

On adoptera un angle de déviation  $31^\circ$

$$\alpha = 31^\circ$$

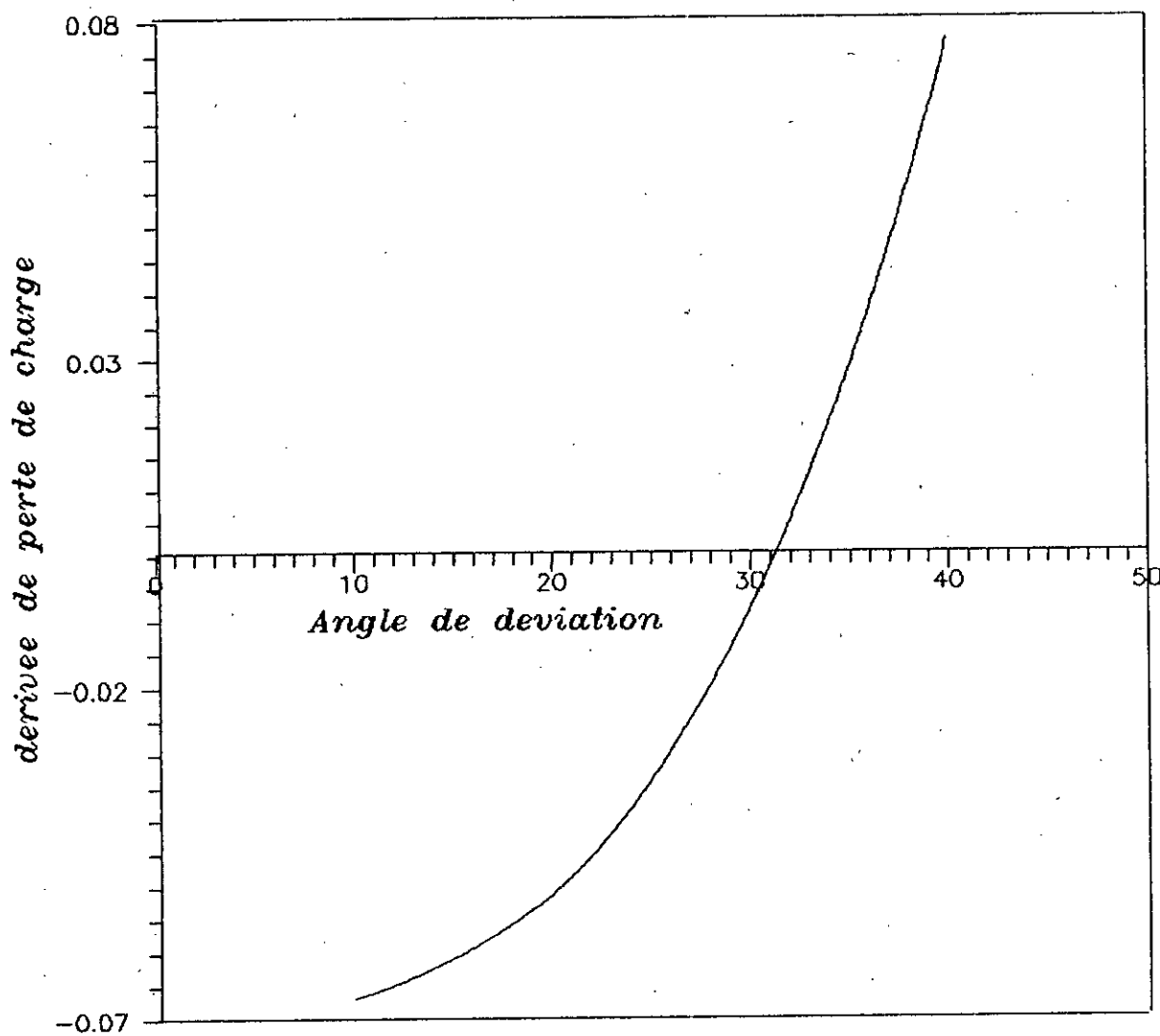


FIG. II.8 : DETERMINATION DE L'ANGLE OPTIMAL DE DEVIATION

## II.4) Détermination de la longueur de déviation (d)

### II.4.1) Calcul de la longueur $L$

L'expression de la longueur du troçon dévié  $L$  est donnée par:

$$L = 17,4 + 3,6 \cos \alpha / \sin \alpha = 39,775 \text{ m}$$

$$L = 39,775 \text{ m}$$

### II.4.2) Dimensionnement des deux coudes

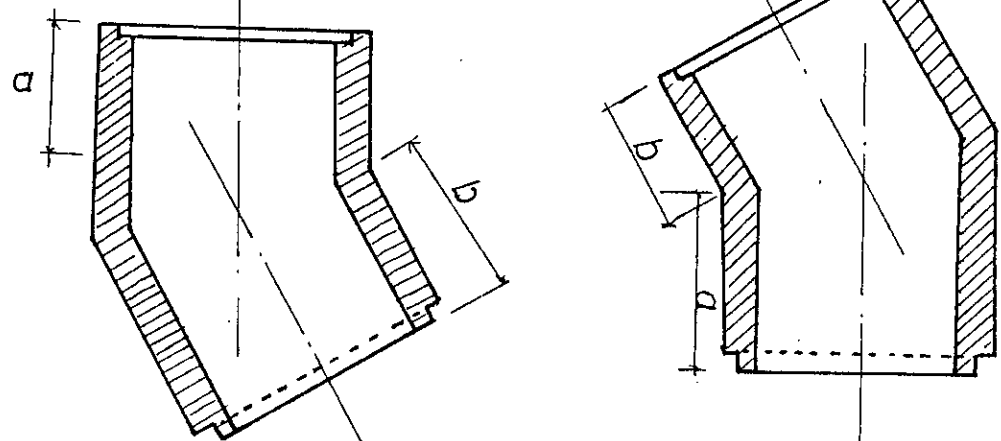


fig.II.9 : a : COUDE SUPERIEUR

b : COUDE INFERIEUR

La longueur du troçon dévié  $L$  peut être donnée en fonction du nombre de tuyaux:

$$L = 2,93n + (n+1)e + 2b.$$

$e$  = épaisseur des joints entre tuyaux.

$n$  = représente le nombre de tuyaux cas la déviation

Détermination de  $n$ :

Au début on fixe  $b = 0$  afin de déterminer  $n$

$$L = 2,93n + (n+1) 0,03 = 39,775$$

$$n = 13,43$$

D'ou on prend  $n = 13$

## II.4) Détermination de la longueur de déviation (d)

### II.4.1) Calcul de la longueur $L$

L'expression de la longueur du troçon dévié  $L$  est donnée par:

$$L = 17,4 + 3,6 \cos \alpha / \sin \alpha = 39,775 \text{ m}$$

$$L = 39,775 \text{ m}$$

### II.4.2) Dimensionnement des deux coudes

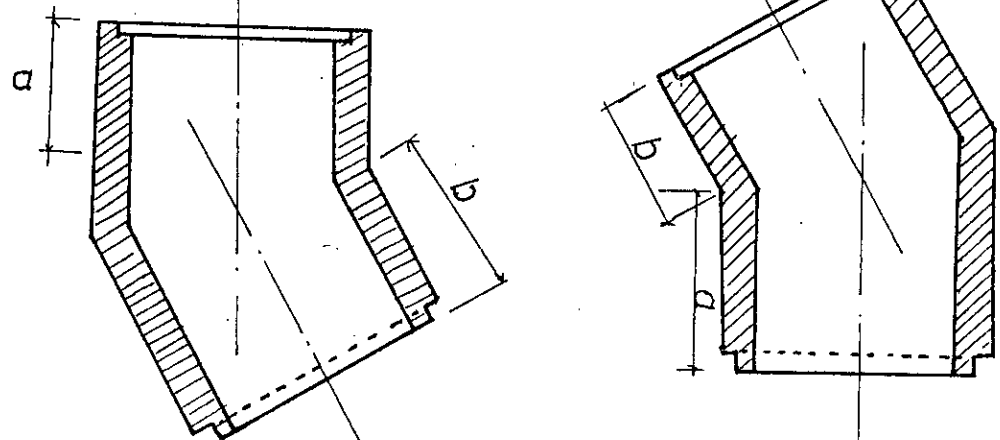


fig.II.9 : a : COUDE SUPERIEUR

b : COUDE INFERIEUR

La longueur du troçon dévié  $L$  peut être donnée en fonction du nombre de tuyaux:

$$L = 2,93n + (n+1)e + 2b.$$

$e$  = épaisseur des joints entre tuyaux.

$n$  = représente le nombre de tuyaux cas la déviation

Détermination de  $n$ :

Au début on fixe  $b = 0$  afin de déterminer  $n$

$$L = 2,93n + (n+1) 0,03 = 39,775$$

$$n = 13,43$$

D'ou on prend  $n = 13$



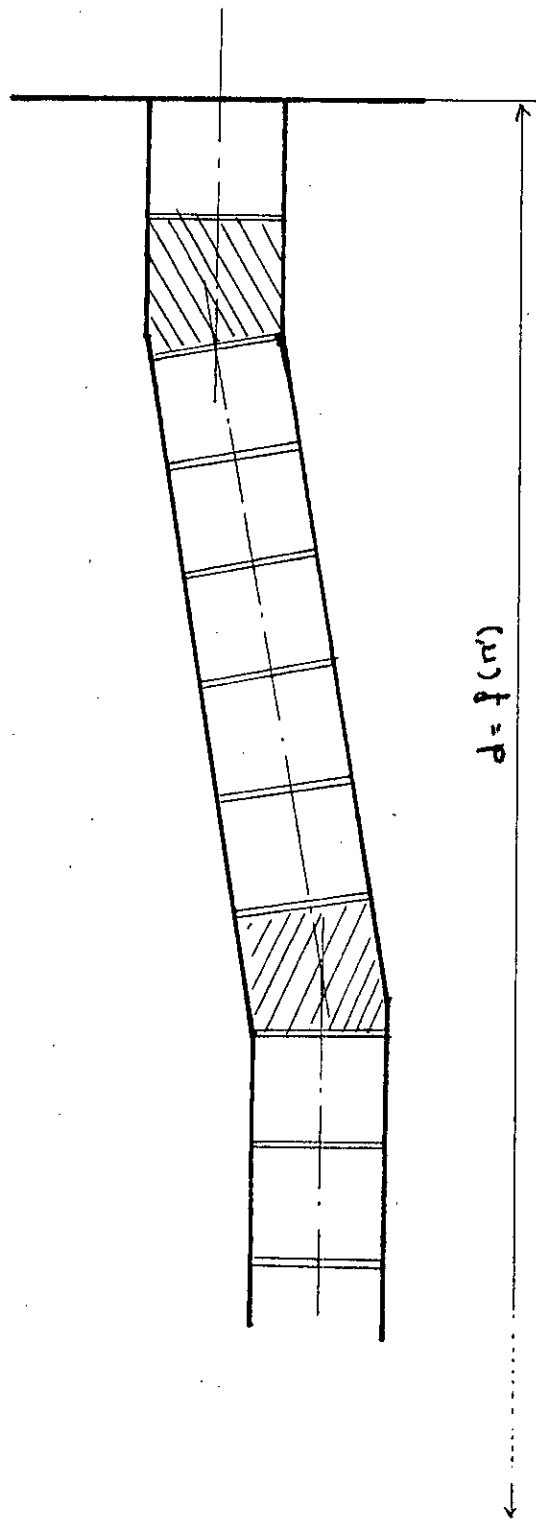


fig II.10: CONDUITE - EST ACTUELLE

.16a.

- Calcul de  $b$

$$L = 2,93n + (n + 1)e + 26 = 39,775\text{m}$$

$$b = L - 2,93n - (n + 1)e / 2 = 0,633 \text{ m}$$

$$b = 0,633\text{m}$$

- Calcul de la longueur de déviation  $d$ :

La longueur de déviation  $d$  est donnée en fonction de la longueur du tronçon dévié ( $L$ ) et de l'angle de déviation ( $\alpha$ ):

$$d = e_0 + (2,93 + e_0) + L \cos \alpha + D \sin \alpha + 2a$$

$e_0$ : épaisseur du joint entre la station et le 1er tuyau.

$$d = 0,05 + 2,96 + 34,094 + 1,854 + 2a.$$

$$d = 38,958 + 2a.$$

Cette longueur  $d$  sera calculée en fonction des tuyaux enlevés ( $n'$ ) d'après la (fig. II.10)

$$d = (6 \times 2,96) \cos \alpha' + D \sin \alpha' + (2,93 \times 2 + 0,5 + 0,3)$$

$$+ (n' - 6) 2,93 + (n - 6)e$$

$$d = 2,96 (n' - 6) + 24,04$$

$$d = 2,96 n' + 6,28$$

$$d = 38,958 + 2a \quad (\text{I}')$$

$$d = 2,96 n' + 6,28 \quad (\text{II}')$$

On fixe  $a = 0 \implies d = 38,958$

$$d = 2,96n' + 6,28 = 38,958 \implies n' = 11,04$$

d'où on prend le nombre de tuyaux enlevés  $n' = 12$

$$d = 2,96n' + 6,28 = 41,8\text{m}$$

$$d = 41,80\text{m}$$

- Détermination de  $a$ .

$$d = 38,958 + 2a$$

$$\Rightarrow a = (d - 38,958) / 2$$

$$a = 1,421\text{m}$$

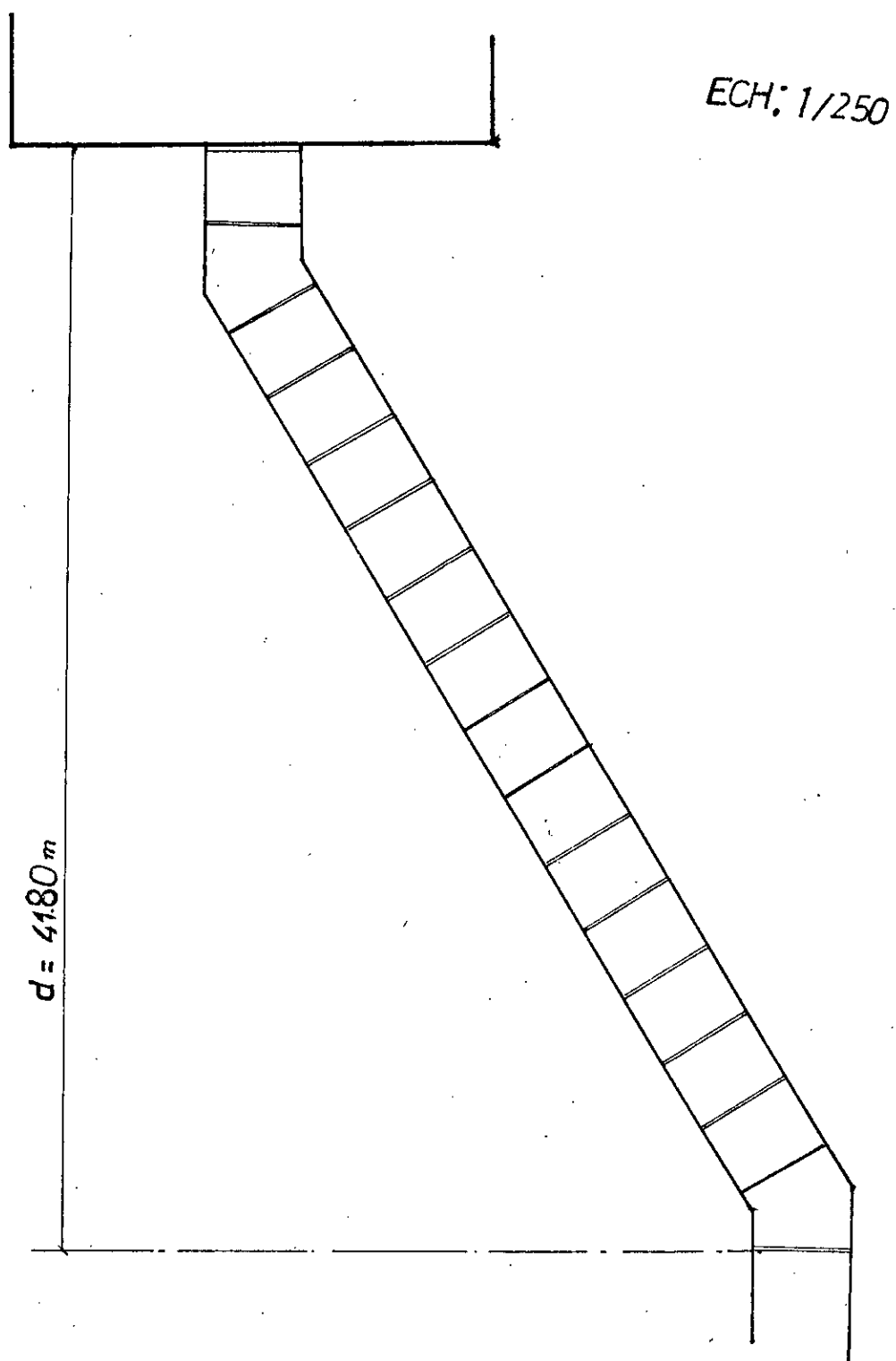
La distance de déviation est d'environ  $d = 42\text{m}$

Conclusion:

Notre déviation sera effectuée sur une distance de 42m, on remarque que cette distance n'est pas très grande relativement à la longueur de la conduite qui est de 875m.

Résumé:

Nombre de tuyaux nécessaires:	14
Nombre de tuyaux récupérés	12
Nombre de tuyaux à commander	02
Nombre de coude à commander	2 ( $a = 1,421\text{m}$ , $b = 0,633\text{m}$ )
Distance de déviation	42m.



figII.11: DEVIATION DE LA CONDUITE

## II-5) Hauteur d'eau dans la station de pompage:

### II-5-1) Introduction:

La hauteur réelle de l'eau dans la station de pompage est différente de celle du niveau de prise d'eau puisqu'il existe des pertes de charge le long de la conduite.

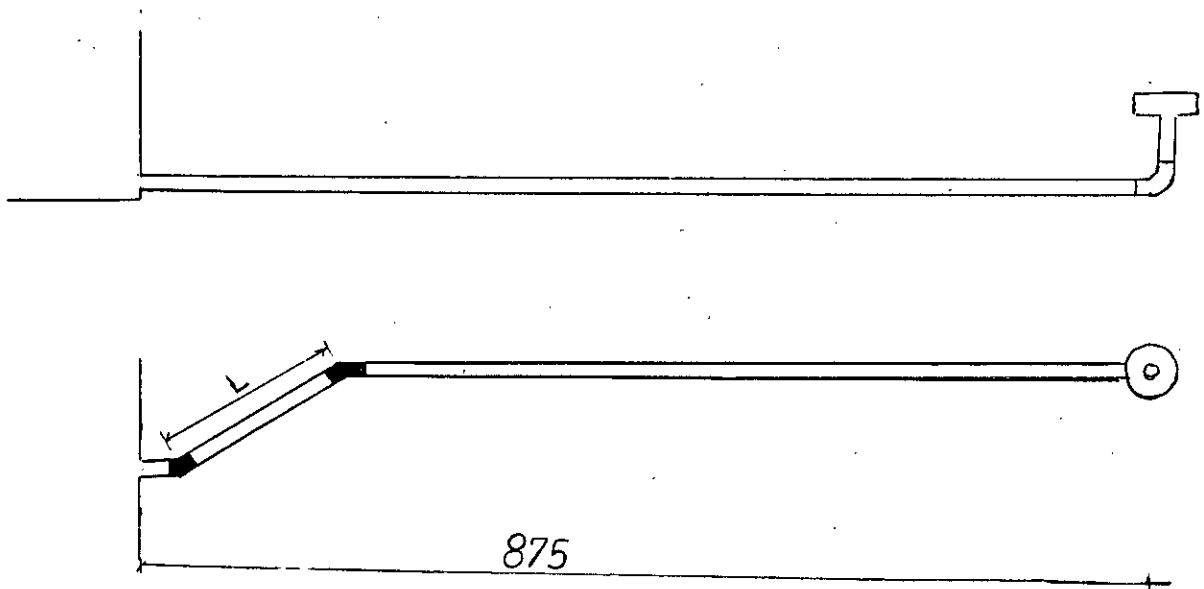


fig.II.12: conduite d'amenée d'eau de mer

### II.5.2) calcul de la perte de charge totale le long de la conduite:

#### II.5.2.1) Perte de charge linéaire:

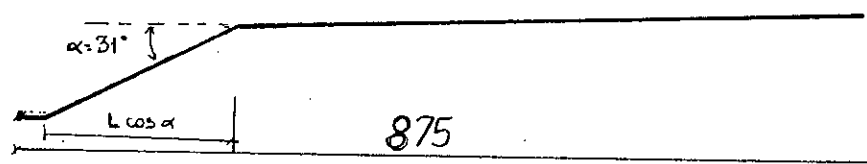


fig.II.13: longueur totale de la conduite

La longueur totale de la conduite

$$\begin{aligned} L_T &= 875 - L \cos \alpha + L \\ &= 875 - 34,094 + 39,775 \\ &= 880,681 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$h_L = 3,31 \cdot 10^{-3} L$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow h_L &= 3,31 \cdot 10^{-3} L_T \\ &= 3,31 \cdot 10^{-3} \times 880,681 \\ h_L &= 2,915 \text{ m} \end{aligned}$$

II.5.2.2) Perte de charges singulière:

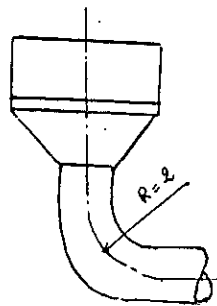


fig II.14 : tour de prise

a) Perte de charge dans le coude:

C'est un coude arrondi  $R = 2\text{ m}$ ,  $\theta = 90^\circ$  la perte de charge est donnée par la formule.

$$h_{sl} = k' \frac{U^2}{2g}$$

$$k' = \frac{\alpha}{90} \left( 0,131 + 1,87 \left( \frac{D}{2R} \right)^{3,5} \right)$$

$$h_{sl} = 0,353 \left[ 0,131 + 1,847 \left( \frac{2,5}{4} \right)^{3,5} \right]$$

$$h_{sl} = 0,172 \text{ m}$$

b) Perte de charge dans le convergent.

Le phénomène de convergence est un phénomène bienfaisant dans lequel on peut négliger la perte de charge.

$$h_c = 0$$

c) Perte de charge dans les deux coudes vifs ( $\alpha = 31^\circ$ )

$$h_s = 0.353 \left[ 0.457 \sin^2 \frac{\alpha}{2} + 2.047 \sin^4 \frac{\alpha}{2} \right]$$

$$h_s = 0.028 \text{ m}$$

$$h_{s1} = 2h_s = 2 \times 0.028 = 0.052 \text{ m}$$

$$h_{s2} = 0.052 \text{ m}$$

d) Perte de charge à l'entrée de la station

$$h_{s3} = k U^2 / 2g$$

$$k = 1$$

$$\implies h_{s3} = 0.353 \text{ m}$$

- D'où la perte de charge totale:

$$\begin{aligned} h_T &= h_{s1} + h_{s2} + h_{s3} + h_L \\ &= 0.171 + 0.052 + 0.353 + 2.915 \end{aligned}$$

$$h_T = 3.500 \text{ m}$$

**11.6.3) Hauteur d'eau dans la station:**

La hauteur dans la station de pompage est égale à celle de la prise d'eau en diminuant la perte de charge totale.

$$H = 9.00 - 3.50 - 0.50 = 5.00 \text{ m}$$

---

CHAP. III  
ENCEINTE ETANCHE ET  
EXCAVATION DE LA  
FOUILLE

---



### III.1) Introduction

Pour la réalisation de la station de pompage existante et l'installation des conduites d'amenée d'eau de mer, il était nécessaire pour pouvoir travailler à sec, de réaliser un rideau de palplanches tout autour de la station (fig.0 ). Les travaux terminés, les palplanches n'ont pas été récupérées (arrachées).

Cependant, pour pouvoir entamer les travaux de déviation et de la nouvelle station de pompage, l'agrandissement de l'enceinte étanche est nécessaire. Pour cela, une partie du rideau existant, situé au Nord-Est de la station de pompage actuelle sera arraché et rebattu plus loin.

Pour avoir une stabilité des palplanches après battage de celles-ci, un déblayage en forme de talus sera exécuté à l'intérieur de l'enceinte. Ainsi, nous nous proposons dans ce chapitre de faire une étude de la stabilité de ces palplanches, déterminer leur distance de battage puis vérifier la stabilité au glissement des talus exécutés.

A noter que l'analyse de stabilité nécessite des données géologiques et géotechniques concernant le site.

Remarque: Pour une bonne présentation de notre sujet, nous proposons de diviser notre projet en trois (03) zones de travaux: Est-Ouest-Centre (fig.01).

- Zone Est: zone des travaux de la future station de pompage
- Zone centre: zone des travaux de déviation des conduites
- Zone Ouest: pas de travaux.

### III.2) Reconnaissance du site:

Le site se trouve dans une région côtière à l'embouchure de l'oued des ISSERS, à l'Est d'Alger entre Zemmouri et Ras-Djinet (W. de Boumerdes).

### III.2.1) Lithologie du site:

Une campagne de reconnaissance de sols a été réalisée par L.T.P.C, est composé de:

- \*) 36 sondages carottés d'une longueur totale cumulée de 750m
- \*) 20 essais pénétrométriques statiques
- \*) 77 essais SPT
- \*) Essais de laboratoire (identification-résistance)

La stratigraphie globale du site est composée essentiellement de trois (03) couches:

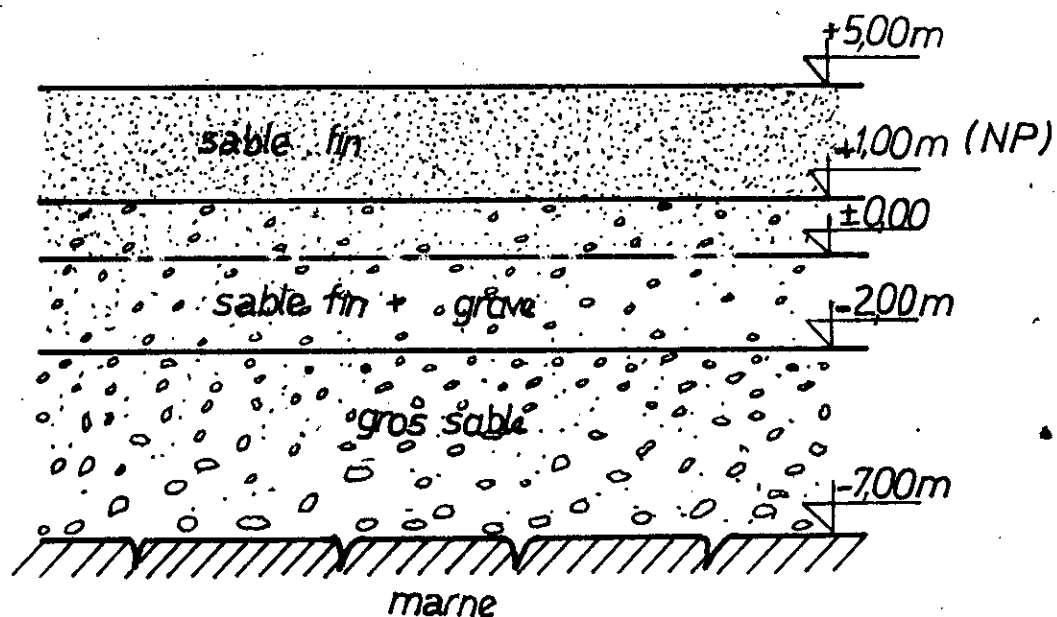
- Couche I: composée:

- Couche I.a: Sable fin ( $e_{max} = 7.00m$ )

- Couche I.b: Sable fin avec des passages graveleux ( $e = 3.00m$ )

- Couche II: composée de gros sable de 9.00 à 13.00m

- Couche III: composée de marne se trouvant en moyenne de 7.00 à 9.00m de profondeur.



**III.2.2) Caractéristiques géotechniques du sol:****III.2.2.1) Essai In-Situ:**

Les résultats des essais SPT et pénétromètre se résument dans le tableau suivant:

Couche	SPT	Pénétromètre	Module de compressibilité $E_{moy}$ (MN/m <sup>2</sup> )
	nombre de coup N30(enfon. 30cm)	Résistance en pointe $R_p$ (moy.) (MN/m <sup>2</sup> )	
I.a (sable fin)	17 à 31	5	30 à 50
I.b sable fin+gravier	50	10	50 à 80
II sable graveleux	40 à 70	10 à 20	50 à 80

(Tableau III.1)

Remarque: D'après ces résultats, les sables de la couche I.a se caractérisent par une compacité moyenne, et ceux des couches I.b et II par une compacité forte à très forte.

**III.2.2.2) Essai de laboratoire:**

Le calcul des modules de compressibilité ont conduit à déduire que la couche de marne est incompressible. De ce fait, tous les essais d'identification et de résistance ont été menés sur des échantillons de sable. (Voire Tableau III.2:).

ESSAIS	Caractéristiques	
	Sables fins à moyens	Sables moyens à grossiers
Granulométric	Uniforme	Uniforme
Densité	Moyen à dense	Meuble à moyen
Pds vol. humide(t/m <sup>3</sup> )	1.85	1.80
Pds dejaugé (t/m <sup>3</sup> )	1.05	1.00
angle de frottement	32°	30°

(Tableau. III.2)

Il est à noter que les essais de cisaillements (triaxiaux ou à la boîte de "Casagrande") ont été effectués sur des échantillons remaniés.

Ces essais ont montré que la résistance au cisaillement croît avec l'augmentation de la densité.

**III.2.3) Les eaux souterraines:**

Pour des considérations purement géotechniques, on peut supposer que le niveau de la nappe est à +1.00m avec une majoration de sécurité de 1.00m (niveau max.: +2.00m), cote à laquelle on atteint la fondation de la salle des machines existantes.

Il est à signaler que lors de l'exécution des ouvrages de la centrale existante, à aucun moment, le niveau n'a atteint le niveau de +2.00m.

*\*) Analyse chimique de l'eau:*

L'analyse chimique de l'eau prélevée d'un puit avoisinant le site et effectuée par L.T.P.C., a montré qu'elle n'était pas agressive au béton.

Néanmoins, il est recommandé de faire une autre analyse avant le début des travaux d'extension de la centrale.

**III.2.4) Résultats des essais de laboratoire effectués sur la marne: (voir tableau III.3)**

Essais	Valeur	Moyenne	
Teneur en eau naturelle	$6\% < \omega < 11\%$	8%	
Densité sèche ( $\text{t/m}^3$ )	$1.95 < \gamma_d < 2.24$	2.12	
Compression simple (bars)	$2.0 < R_c < 33.6$	17.0	
Cisaillement	Cu(bars)	$0.1 < C_u < 3.6$	1.25
	$\varphi_u(^{\circ})$	$18 < \varphi_u < 53$	37

(Tableau III.3)

Il est à noter que la valeur maximale de la résistance à la compression  $R_c$  correspond à la marne très compacte et desséchée, et que la valeur minimale correspond à la marne humide.

### **III.3) Notion sur les palplanches:**

#### **III.3.1) Définition:**

Les palplanches sont des pièces généralement métalliques, emboîtées les une dans les autres et battues dans le sol de fondation pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

#### **III.3.2) Structure:**

En générale, les palplanches sont en métal (acier), leur profils sont nombreux, on distingue:

- palplanches à module d'inertie
- palplanches plates.

\*) Le type le plus courant de palplanches à module utilisées est le profil "Larssen", dont le joint est dans l'axe du rideau. Elle sont battues par paires après avoir pincer le joint correspondant pour le serrer.

Les hauteurs des profils doubles varient de 80 à 450mm, les largeurs de 365 à 500mm, les épaisseurs de 5 à 20mm et la longueur maximale laminée est de 27m.

\*) Le type de palplanches plates est, soit le profil "Rombas", soit le profil "Luckawanna" conçus spécialement pour une utilisation en traction.

Remarque: Pour notre étude, on a utilisé des palplanches à module de profil Larsen IV dont les caractéristiques sont présentée en annexe. (fig A1, A2).

### III.3.3) Méthode de calcul:

#### III.3.3.1) Généralités sur les méthode de calcul:

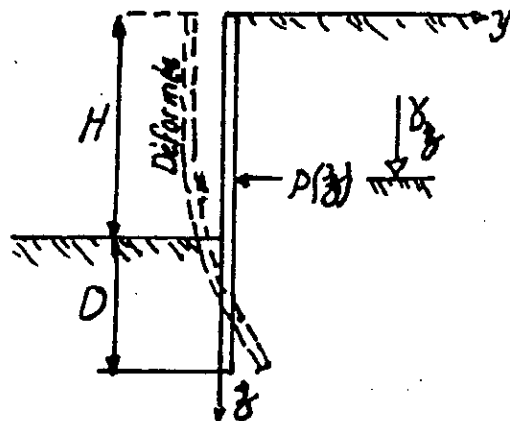
Dans sa généralité, la méthode de calcul d'un rideau de palplanches peut être assimilé au calcul d'une poutre soumise à une distribution de pression normale  $P(Z)$  sur toute sa longueur et où l'inconnue est la déformée  $Y(Z)$  de la poutre.

La pression normale  $P(Z)$  due à la réaction du sol est proportionnelle à la contrainte normale verticale supposée égale au poids des terres, soit:

$$\text{- Pour } Z < H \quad P(Z) = K(Y) \gamma Z$$

$$\text{- Pour } Z > H \quad P(Z) = K(Y) \gamma Z - K(-Y) \gamma (Z-H)$$

$$\text{Avec } K_a < K < K_p$$



La valeur du coefficient  $K(Y)$  est comprise entre celle du coefficient de poussée  $K_a$  et celle du coefficient de butée  $K_p$ .

L'équilibre de la poutre se traduit par l'équation:

$$EI \frac{d^4 Y}{dZ^4} + P(Z) = 0$$

Avec  $E$ : module d'élasticité

$I$ : moment d'inertie.

La résolution de cette équation qui donne la déformée  $Y(Z)$  et par suite, les contraintes de flexion dans les palplanches, nécessite la connaissance de la fonction  $K(Y)$  et des conditions aux limites du rideau. Or la fonction  $K(Y)$  est très mal connue et certaines des conditions aux limites, comme la longueur de la fiche, qui sont des inconnues du problème. C'est pourquoi, la plupart des méthodes sont fondées sur des hypothèses simplificatrices. On peut distinguer les deux types de méthodes suivantes:

- Méthodes aux états limites:  $K(Y) = K_a$  ou  $K_p$
- Méthodes aux déformations: utilisation d'un module de réaction du sol.

### III.3.3.2) Méthodes de calcul aux états limites:

Deux méthodes classiques sont couramment utilisées:

- Première, où le rideau est ancré en tête et simplement butée en pied.
- Deuxième, dans laquelle le rideau n'est pas ancré en tête mais uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation.

On se limitera ici, à la seconde méthode étant donné que le rideau à étudier est non ancré en tête et encastré en pied.

#### \*) Rideau non ancré en tête et encastré en pied:

Un rideau non ancré en tête, battu dans un sol pulvérulent subit une rotation autour d'un point O situé dans la partie en fiche (fig. III.4). Le calcul des efforts normaux est fait par la méthode de Rankine, à partir des hypothèses simplificatrices suivantes (fig. III.4):

- Les soldes deux côtés du rideau, au dessus du point de rotation O, est en état d'équilibre.
- Les efforts de contre-butée sont équivalents à une force horizontale  $F_c$  appliquée au niveau du centre de rotation O.

On prend généralement une hauteur de contre-butée égale à 20% de la hauteur de butée  $f_0$ .

Cela réduit les inconnues du problème au nombre de deux:

- La hauteur de butée  $f_0$ .
- La force de contre-butée  $F_c$ .

Elles peuvent alors être calculées par les équations de la statique traduisant l'équilibre du rideau. La valeur de  $f_0$  est déterminée en écrivant l'équilibre des moments autour du point O qui donne une équation du troisième degré en  $f_0$ , analogue à celle donnant la valeur de la fiche  $D$ . La fiche du rideau a alors pour expression:

$$D = \frac{H}{K_p^2 - 1} + f_0 + 0.2f_0$$

La force de contre-butée  $F_c$  s'obtient en écrivant qu'en projection horizontale la résultante générale des forces s'exerçant sur le rideau est nulle:

$$F_c = F_p - F_a$$

Avec  $F_p$  : somme des forces de butées

$F_a$  : somme des forces de poussées.

En choisissant des coefficients de sécurité convenables pour la butée et la poussée, on pourra alors déterminer la valeur maximale du moment fléchissant dans le rideau à partir du diagramme des pressions (fig. 14) et de choisir le type de palplanche d'inertie convenable.

Remarque:

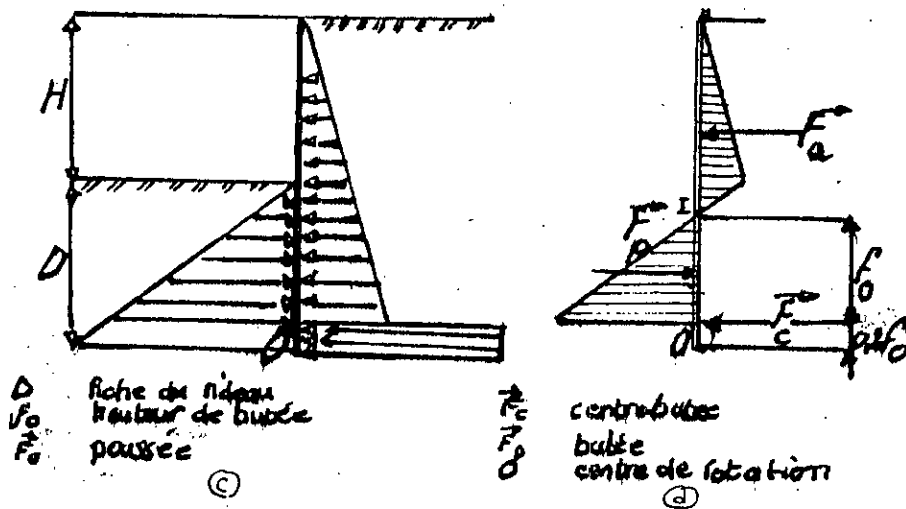
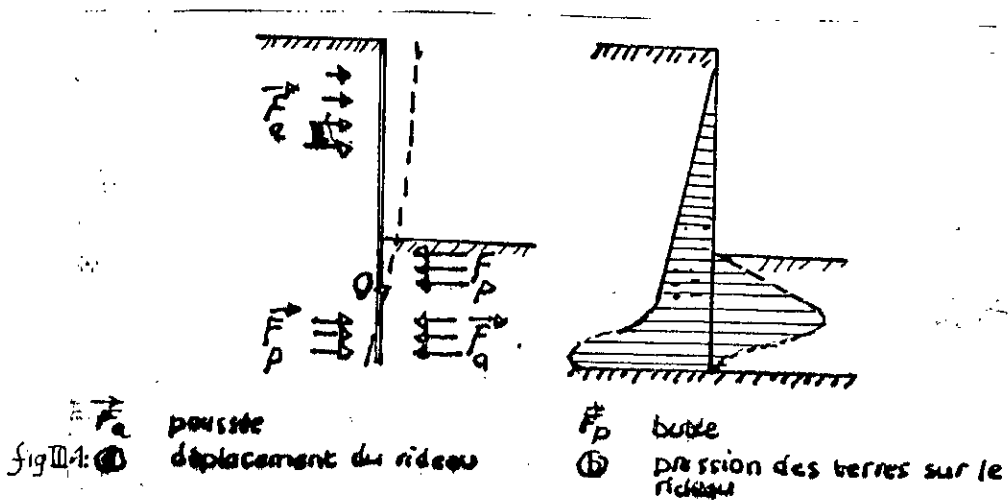
- Il est à noter que pour les rideaux fichés dans des sols cohérents et supportant un remblai ou sol pulvérulent, ou les rideaux forcés entièrement dans des sols cohérents avec dragage ultérieur, se calculant par des méthodes tout à fait analogues.



- L'équilibre des poussées et des butées s'exerçants sur un rideau dans un sol cohérent n'est possible que si l'on a l'inégalité:

$$C_u > \gamma H/4$$

Ce n'est que dans ce cas que l'on peut ouvrir une fouille étaiée par un rideau.



**III.3.4) Poussée et butée:**

La stabilité des palplanches, comme on vient de voir, est due en tout ou en partie à la butée des terres sur la fiche; par conséquent, l'étude de la butée est donc une étape indispensable au calcul des palplanches. Pour cela, des modalités pratiques d'application du schéma de "Boussinesques" au calcul de la butée ont été développées.

Dans le cas de la poussée, la composante normale de la contrainte est de la forme:

$$\sigma_H = K_{a\gamma} \gamma r + K_{aq} q - K_{ac} C$$

par des raisonnements calqués sur ceux qui ont servi pour la poussée, on abouti dans le cas de la butée à une formule identique.

Contrainte normale:  $\sigma_H = K_{p\gamma} \gamma r + K_{pq} q + K_{pc} C$

Les coefficients:

$K_{p\gamma}$ : se déduit aisément du coefficient de butée

lu dans les tables de "Caquot-Kerisel"

$$K_{p\gamma} = k_{p\gamma} \cos \delta$$

$K_{pq}$ : peut se calculer de la même manière en utilisant les tables de

"Herminier" et "Absi", sinon à partir des formules littérales.

Pour le cas le plus courant, terre-plein horizontal et surcharge verticale:

$$K_{pq} = \frac{\cos \delta (\cos \delta + \sin \varphi \sin \omega_s)}{1 - \sin \varphi} e^{-(\delta + \omega_s) \tan \varphi}$$

$$K_{pc} = (K_{pq} - 1) / \tan \varphi$$

### III.3.5) Coefficient de sécurité:

La poussée varie relativement peu avec le frottement. Par exemple, une variation de 10% sur l'angle de frottement entre 40 et 36° entraîne une augmentation de 21% de la poussée limite. Par contre, la variation de la butée pour les mêmes angles entraîne une diminution plus importante de 32%.

En outre, tandis que la poussée n'exige qu'un faible déplacement de l'écran pour correspondre à la prévision, la butée exige un déplacement beaucoup plus important.

Cependant, nous proposons de multiplier le coefficient de poussée par 01 et de diviser le coefficient de butée par 02.

### III.3.6) Arrachage:

L'arrachage des palplanches doit être obtenu par la combinaison des efforts de chocs de bas en haut de l'appareil arracheur et de la traction constante de l'appareil de levage. Lorsque la combinaison n'est pas parfaite, on risque de ne pas obtenir les résultats escomptés.

Les engins utilisés sont:

- Trépideur retourné
- Arracheur: appareil spécialement conçu à cet effet et fonctionnant à la vapeur, à l'air comprimé ou diesel, les plus gros étant capable d'avoir une énergie de frappe de plus de 10Kg.
- Vibreur électrique ou hydraulique.

### III.4) Calcul de la stabilité des palplanches:

#### III.4.1) Introduction:

Le calcul de la stabilité d'un rideau de palplanches comporte les phases suivantes:

- Détermination d'une valeur de la fiche comparable avec la sécurité de l'ouvrage et l'économie du projet.
- Détermination de la force d'ancrage et dimensionnement des tirants d'ancrage (s'ils existent).
- Détermination du moment fléchissant maximal et dimensionnement du rideau.

L'évaluation des efforts exercés par le sol sur le rideau est fait à partir des théories classiques de poussées et de butées.

#### III.4.2) Détermination des coefficients de poussée et de butée:

Les coefficient de poussée et de butée dépendent d'un certain nombre de paramètres. Parmi ceux-ci, il y a un dont le choix peut poser un problème; l'obliquité " $\delta$ " de la contrainte sur le rideau. Or le choix de  $\delta$ , en butée surtout, a une influence notable sur les résultats de calcul de la fiche, moment fléchissant maximal et éventuellement l'effort d'ancrage.

Il convient donc de choisir les valeur de  $\delta$  avec précautions.

Pour notre étude, nous adopterons pour la butée:  $\delta = -(2/3)\varphi$ , valeur adoptée généralement par la plupart des bureaux d'études.

Pour la détermination des coefficients de poussée et de butée, nous avons utilisé des tables données par "Caquot" et "Kerisel".

**\*) Pour le sable (fin à moyen):**

#### Caractéristiques géotechniques:

- Cohésion:  $C = 0$
- Angle de frottement  $\varphi = 32^\circ$
- Poids spécifique:  $\gamma_h = 1.85t/m^3$

Poussée: On prend  $\lambda = \beta = \delta = 0$

$$-K_{a1} = 0.307$$

Butée: On prend  $\lambda = \beta = 0$

$$\delta = -(2/3)\varphi$$

$$-K_{p1} = 6.13$$

\*) Pour la marne:

Caractéristiques géotechniques:

$$- \text{Cohésion: } C_u = 12.5 \text{ t/m}^2$$

$$- \text{Angle de frottement } \varphi_u = 37^\circ$$

$$- \text{Poids spécifique: } \gamma_d = 2.12 \text{ t/m}^3$$

Poussée: On prend  $\lambda = \beta = \delta = 0$

$$K_{a2} = 0.249$$

Butée: On prend  $\lambda = \beta = 0$

$$\delta = -(2/3)\varphi$$

$$K_{p2} = 9.23$$

### III.4.3) Etude dans la zone Est:

Dans cette zone, on se contentera de déterminer une valeur de la fiche et la distance nécessaire pour le battage des palplanches.

#### III.4.3.1) Détermination de la longueur de la fiche (D)

##### a) Calcul des contraintes:

Côté "Amont": (poussée)

Entre (A et C):

$$\sigma_c^a = \sigma_A^a + K_{a1} \gamma_h h_1 = K_{a1} \gamma_h h_1$$

Entre (C et D):

$$\sigma_D^a = \sigma_c^a + K_{a1} \gamma' h_2 + \gamma_w h_2$$

Entre (D et O):

$$\sigma_o^a = \sigma_D^a + K_{a2} \gamma_d h_4 - 2C_u \sqrt{K_{a2}}$$

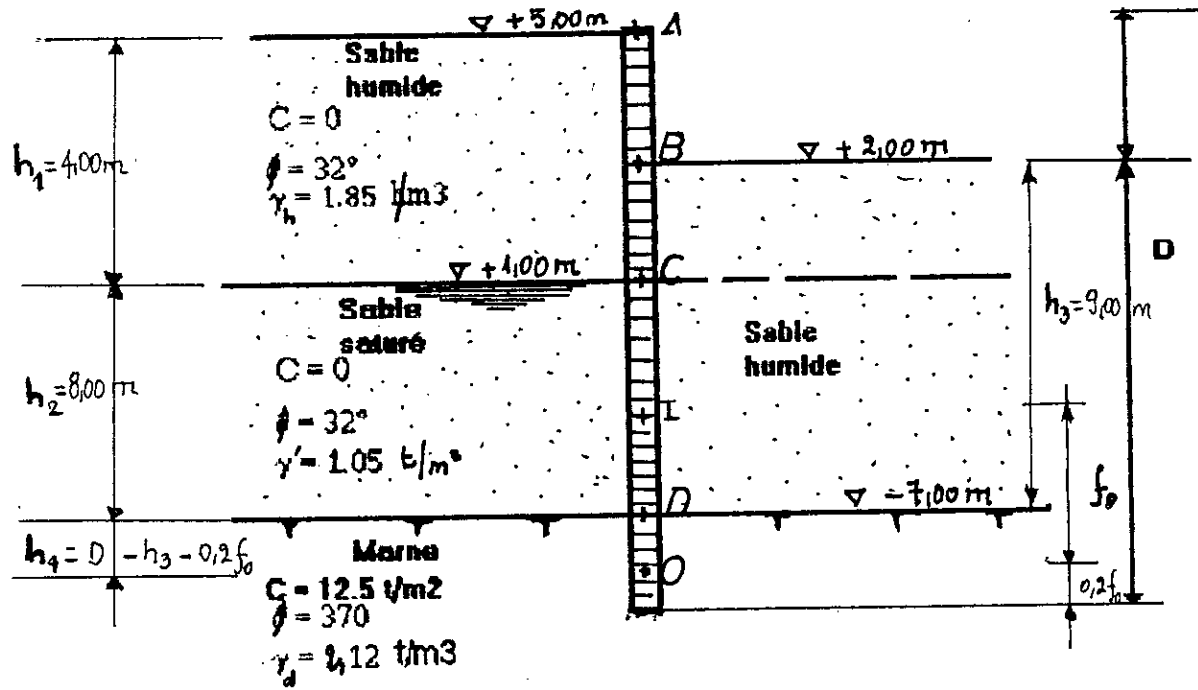


fig.m.2 : palplanches dans la zone-est

Côté "Aval": (butée)

Entre (B et D):  $\sigma_D^p = \gamma_h K_{p1} h_3$

Entre (D et O):  $\sigma_O^p = \sigma_D^p + K_{p2} \gamma_h h_4 + 2C_u \sqrt{K_{p2}}$

AN:

$h_1 = 4,00 \text{ m}$

$h_2 = 8,00 \text{ m}$

$h_3 = 9,00 \text{ m}$

d'où:  $\sigma_c^a = 2,27 \text{ t/m}^2$  ;  $\sigma_D^a = 12,85 \text{ t/m}^2$   
 $\sigma_O^a = 0,53 h_4 + 0,38$

$\sigma_D^p = 102,06 \text{ t/m}^2$  ;  $\sigma_O^p = 178,01 + 19,57 h_4$

b) Calcul des forces de poussées et de butées:

Côté "Amont": (poussée)

Entre (A et C):  $F_1^a = \frac{1}{2} \sigma_c^a h_1 = \frac{1}{2} K_{a1} \gamma_h h_1^2$

Entre (C et D):  $F_2^a = \frac{1}{2} (\sigma_D^a - \sigma_c^a) h_2 = \frac{1}{2} (\gamma_h h_2^2 + K_{a1} \gamma' h_2^2)$

$F_3^a = \sigma_c^a h_2 = K_{a1} \gamma_h h_1 h_2$

Entre (D et O):  $F_4^a = \sigma_D^a h_4 = K_{a1} \cdot h_1 \cdot h_4$

$F_5^a = \frac{1}{2} (\sigma_O^a - \sigma_D^a) h_4 = \frac{1}{2} K_{a2} \gamma_h h_4^2 - 2C_u h_4 \sqrt{K_{a2}}$

$F_6^a = \frac{1}{2} (\sigma_D^a - \sigma_c^a) h_4 = (\gamma_h h_2 + K_{a1} \gamma' h_2) h_4$

Côté "Aval": (butée)

Entre (B et D):  $F_1^p = \frac{1}{2} \sigma_D^p h_3$

Entre (D et O):  $F_3^p = \frac{1}{2} (\sigma_O^p - \sigma_D^p) h_4 = \frac{1}{2} K_{p2} \gamma_h h_4^2 + 2C_u h_4 \sqrt{K_{p2}}$

$F_2^p = \sigma_O^p h_4$

Tableau III.4 : Forces de poussées et butées, et leur moments

Forces /ml. (t)	Bras du levier/O (m)	Moment/o (t.m)
$F_1^a = 0,5 \times 2,27 \times 4,00$	$[4/3 + 8,00 + h]$	$M_1^a = 4,54 h_4 + 42,36$
$F_2^a = 0,5(12,85 - 2,27) \times 8,00$	$[1/3 \times 8,00 + h]$	$M_2^a = 42,32 h_4 + 13,97$
$F_3^a = 2,27 \times 8,00$	$[1/2 + 8,00 + h]$	$M_3^a = 154,36 + 18,16 h_4$
$F_4^a = 2,27 h_4$	$h_4/2$	$M_4^a = 1,14 h_4^2$
$F_5^a = (0,53 h^2 - 1,89 h) / 2$	$h_4/3$	$+ (0,09 h_4^3 - 0,32 h_4^2) = M_5^a$
$F_6^a = 10,58 h$	$h_4/2$	$(5,29 h^2) = M_6^a$
$F_1^p = 0,50 \times 102,06 \times 9,00$	$3 + h_4$	$-(459,27 \times h_4 + 1377,81) = M_1^p$
$F_2^p = 102,06 \times h$	$h_4/2$	$-(51,03 h_4^2) = M_2^p$
$F_3^p = 0,5 (75,95 + 19,57 h)$	$h_4/3$	$-(12,66 h_4^2 + 3,26 h_4^3) = M_3^p$

La détermination de la valeur de  $h_4$ , se fait en écrivant la somme des moments par rapport à O (le point de rotation) nulles. En tenant compte des coefficients de sécurité vis à vis de la poussée et de la butée, on aura:

$$\sum M_a - \frac{1}{2} \sum M_p = 0$$

On obtient alors une équation du troisième degré en  $h_4$

$$154h_4^3 + 25,84h_4^2 - 66,02h_4 + 707,86 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne une valeur de  $h_4$  négative. ( $h_4 = -20,5m$ )

#### Conclusion:

La valeur de  $h_4$  étant négative, par conséquent, il n'est pas nécessaire de battre la palplanche jusqu'à atteindre la couche de la marne.

#### c) Calcul de la hauteur de butée ( $f_0$ ):



La valeur de  $D$  est donnée par la formule:

$$D = \frac{H}{K_p^2 - 1} + f_0 + 0.2f_0$$

et

$$h_4 = D - h_3 - 0.2f_0$$

d'où

$$f_0 = h_4 + h_3 - \frac{H}{K_p^2 - 1}$$

AN:

$$h_4 = -20.05\text{m} \quad H = +3.00\text{m}$$

$$h_3 = 9.00\text{m}$$

$$K_p = 6.13$$

$$\text{d'où } f_0 = -11.12$$

Conclusion:

La valeur de  $f_0$  (étant négative) confirme la non nécessité de battre la palplanche dans la marne, mais pour éviter les infiltrations d'eau, on préfère la battre jusqu'à s'enfoncer dans la couche de la marne.

#### III.4.3.2) Calcul de la distance de battage

La distance de battage sera calculée de telle sorte que la stabilité de la palplanche ne soit atteinte, en exécutant le talutage et en prenant en considération les distances fonctionnelles (pour le passage des engins et des ouvriers) (FIG III.3).

Les angles  $\alpha$  et  $\beta$  sont déterminés tel que:

Les talus du remblais sableux et celui de la marne soient stables vis à vis du glissement à court terme.

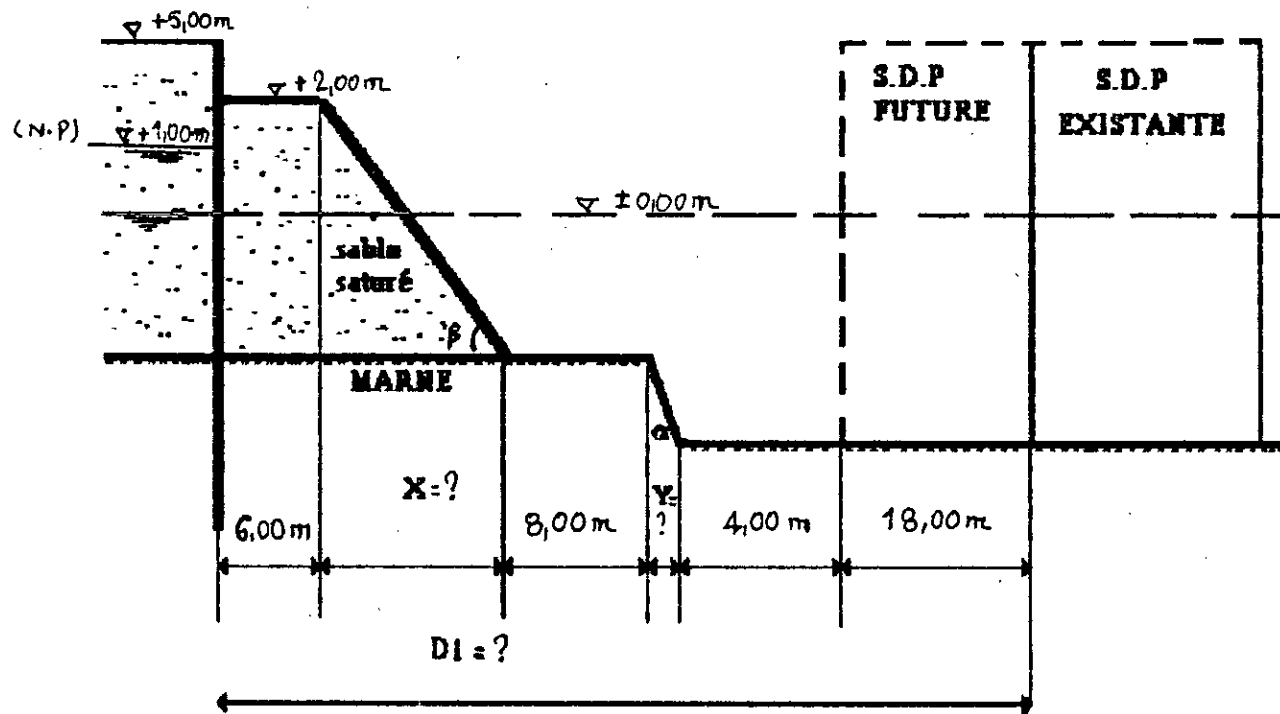


fig III.3 : distance de battage de palplanches  
(zone-est)

a) Calcul de la pente dans le talus marneux ( $\alpha$ ).

\* Hypothèses:

- $\varphi_u = 37^\circ$
- $C_u = 12.5 \text{ t/m}^2$
- La hauteur du talus  $h_1 = 4.00 \text{ m}$
- Le poids spécifique  $\gamma_d = 2.12 \text{ t/m}^3$

On utilisera pour ce cas, les résultats graphiques de (Taylor-Biarez) donnés sous forme d'abaques (voir annexe) (Fig A5).

$$\varphi = f(N_s, \alpha)$$

avec:

$$N_s = \gamma_d h_1 / C_u$$

AN:

$$N_s = 0.678$$

$$\varphi = 37^\circ$$

d'où

$$\alpha_{lim} = 90^\circ$$

Pour des raisons de sécurité on prendra  $\alpha = 75^\circ$ .

Par conséquent,  $y = h_1 / \text{tg} \alpha = 1.00 \text{ m}$

$$y = 1.00 \text{ m}$$

b) Calcul de la pente dans le talus sableux ( $\beta$ ):

\*Hypothèses:

- $C = 0$
- $\varphi = 32^\circ$
- la hauteur du talus:  $H_2 = 9.00 \text{ m}$

- poids spécifique:  $\gamma_h = 1.85 \text{ t/m}^3$

Pour un sol pulvérulent d'angle de frottement  $\varphi$ , la pente maximale que peut avoir le talus est ( $\beta = \varphi$ ).

Quel que soit la hauteur du talus, le coefficient de sécurité s'exprime par la formule

$$F_s = \text{tg} \varphi / \text{tg} \beta$$

Or, pour que le talus soit stable vis à vis du glissement, il faut que  $F_s > 1.5$

d'où:  $\text{tg} \beta > \text{tg} \varphi / 1.5$

AN:  $\beta_{\text{lim}} = 32^\circ$

Pour des raisons de sécurité, on prendra  $\beta = 25^\circ$ .

Par conséquent,  $x = H_2 / \text{tg} \varphi = 19.00 \text{ m}$

$$x = 19.00 \text{ m}$$

#### Conclusion:

Dans la zone Est, la longueur nécessaire pour le batage de la palplanche est:

$$D_l = 4.00 + y + 8.00 + x + 6 + 18$$

$$D_l = 56.00 \text{ m}$$

**III.4.4) Etude dans la zone centrale:**

Pour pouvoir dévier les conduites d'amenée d'eau de mer, une excavation est nécessaire. Auparavant, il faudrait réaliser un vidange total étant donné que le sol est immergé d'eau, mais cela reste insuffisant puisque le sol reste toujours saturé, avec une nappe d'eau qui rase sa surface.

Dès lors, il serait sans doute économique de battre un rideau de palplanches dans cette zone (fig. IIIA) à une distance qu'on calculera, puis prévoir un dragage d'une hauteur  $H$  du côté aval qui permettra d'éliminer une quantité importante de sable saturé.

**Remarque:** Dans cette zone, on distingue deux cas:

- Au dessus des conduites
- De part et d'autres des conduites.

**III.4.4.1) Calcul de la hauteur  $H$  (de part et d'autres des conduites):****a) Calcul des contraintes:**

Côté "Amont": (poussée)

$$\begin{aligned} \text{Entre (A et B):} & \quad \sigma_B^a = \gamma_w h_1 \\ \text{Entre (B et C):} & \quad \sigma_C^a = \gamma_w h_1 + (\gamma_w + \gamma' k_{a1}) H \\ \text{Entre (C et D):} & \quad \sigma_I^a = \gamma_w h_1 + (\gamma_w + \gamma' k_{a1}) H + \gamma' k_{a1} \cdot t \\ \text{Entre (C et D):} & \quad \sigma_0^a = \gamma_w h_1 + (\gamma_w + \gamma' k_{a1}) H + \gamma' k_{a1} h_2 \\ \text{Entre (D et O):} & \quad \sigma_0^a = \sigma_0^a + \gamma_d k_{a2} h_3 - 2 C_u \sqrt{k_{a2}} \end{aligned}$$

Côté "Aval": (butée)

$$\begin{aligned} \text{Entre (C et I):} & \quad \sigma_I^p = \gamma' k_{p1} t \\ \text{Entre (C et D):} & \quad \sigma_0^p = \gamma' k_{p1} h_2 \\ \text{Entre (D et O):} & \quad \sigma_0^p = \gamma' k_{p1} h_2 + \gamma_d k_{p2} h_3 + 2 C_u \sqrt{k_{p2}} \end{aligned}$$

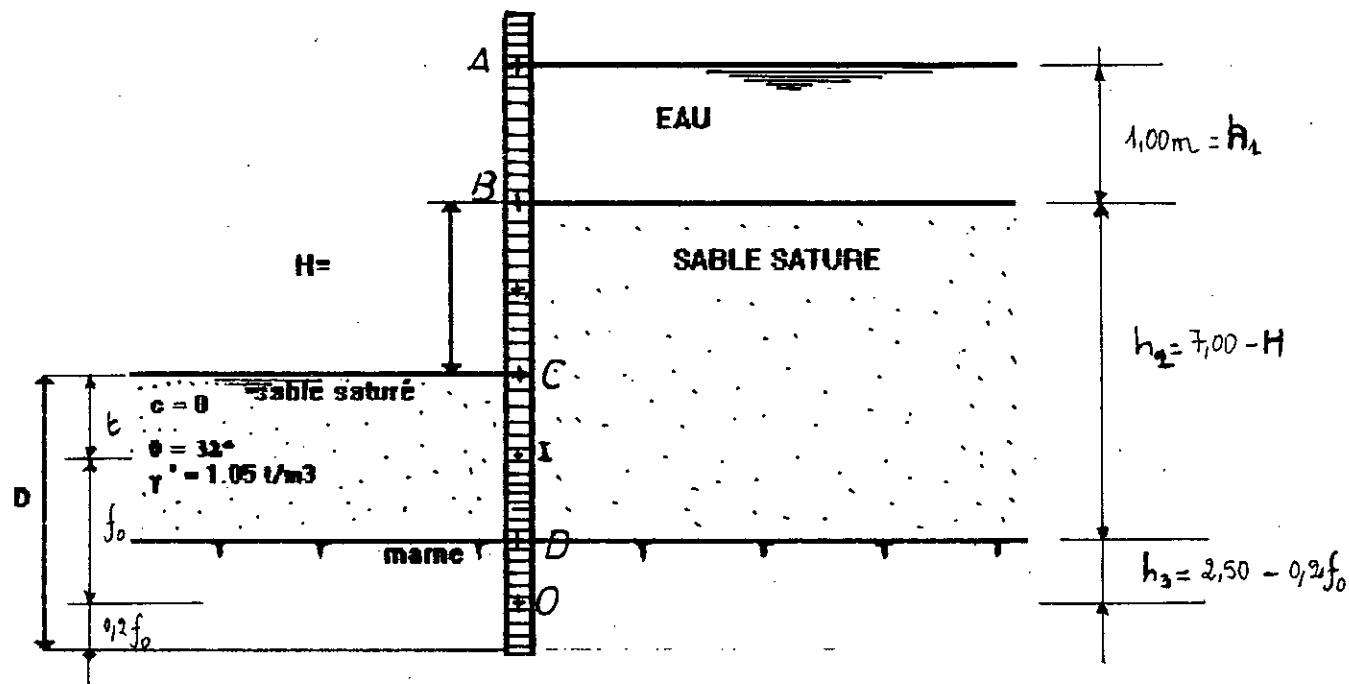


fig.III.4 : palplanches de part et d autre des conduites

Données:

$$h_1 = 1.00m$$

$$h_2 = (7.00 - H) m$$

$$h_3 = 2.50 - 0.2 f_0$$

$$\text{Avec } f_0 = (9.50 - H - t) / 1.2$$

- Détermination de la position du point I, où la pression des terres est nulle:

La position du point I est donnée en écrivant la somme des contraintes au point I nulle.

$$\sigma_1^a - \frac{1}{2} \sigma_1^p = 0$$

d'où

$$t = 0.34 + 0.46H$$

ainsi

$$h_3 = 0.97 + 0.24H$$

b) Calcul des forces de poussées et de butées, et leur moments:

Le calcul des forces s'obtient de la même façon que précédemment, ainsi que leur moments. Les résultats de ce calcul sont donnés sous forme de tableau. (Voir tableau III 5)

(Tableau III.5)

Forces /mL (t)	Bras du levier/O (m)	Moment/o (t.m)
$F_1^a = 0,50$	$8,30 + 0,24 H$	$4,15 + 0,12 H$
$F_2^a = 1,00$	$7,97 - 0,26 H$	$7,97 - 0,26 H$
$F_3^a = 0,66 1H$	$7,97 - 0,42 H$	$7,26 1H - 0,28 H^3$
$F_4^a = -H + 7,00$	$-0,26 H + 4,47$	$0,26 1H^2 - 6,29 H + 31,21$
$F_5^a = -1,32 1H + 9,24 H$	$7,77 - 0,26 H$	$0,34 H^3 - 5,9 1H^2 + 38,9 H$
$F_6^a = 0,07 H + 0,05$	$3,30 - 0,09 H$	$-0,01 1H^2 + 0,23 H + 0,17$
$F_7^a = 0,24 H + 0,97$	$0,45 + 0,12 H$	$0,33 1H^2 + 0,23 H + 0,44$
$F_8^a = 0,32 1H^2 + 1,28 H$	$0,45 + 0,12 H$	$0,04 H^3 + 0,30 1H^2 + 0,58 H$
$F_9^a = -0,08 1H^2 + 0,23 H + 2,17$	$0,45 + 0,12 H$	$-0,01 H^3 - 0,01 1H^2 + 0,36 H + 0,98$
$F_{10}^a = 0,02 1H^2 + 0,12 H + 0,25$	$0,32 + 0,08 H$	$0,02 1H^2 + 0,06 H + 0,08$
$F_{11}^a = -(12,10 + 3,00 1H)$	$0,45 + 0,12 H$	$-0,36 1H^2 - 2,80 H - 5,45$
$F_{12}^p = 3,22 1H^2 - 45,08 H + 157,78$	$0,32 + 0,09 H$	$0,29 H^3 + 14,68 1H^2 - 162,96 H + 52,67$
$F_{13}^p = -1,55 H^3 + 4,57 H + 43,73$	$0,45 + 0,12 H$	$-0,19 H^3 + 1,25 1H^2 + 7,26 H + 19,68$
$F_{14}^p = 9,2 + 0,59 1H^2 + 4,60 H$	$0,32 + 0,08 H$	$0,05 H^3 + 0,56 1H^2 + 2,21 H + 2,94$
$F_{15}^p = 73,67 + 18,23 H$	$0,45 + 0,12 H$	$2,19 1H^2 + 17,04 H + 33,15$

La valeur est déterminée en écrivant la somme des moments par rapport à O (point de rotation) nulle. En tenant compte des coefficients de sécurité vis à vis de la butée:

$$\sum M_a - \frac{1}{2} \sum M_p = 0$$

On aura une équation du troisième degré en H.

$$-0,49H^3 - 9,39H^2 + 41,08H - 14,09 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne:

$$H = 4,00m$$



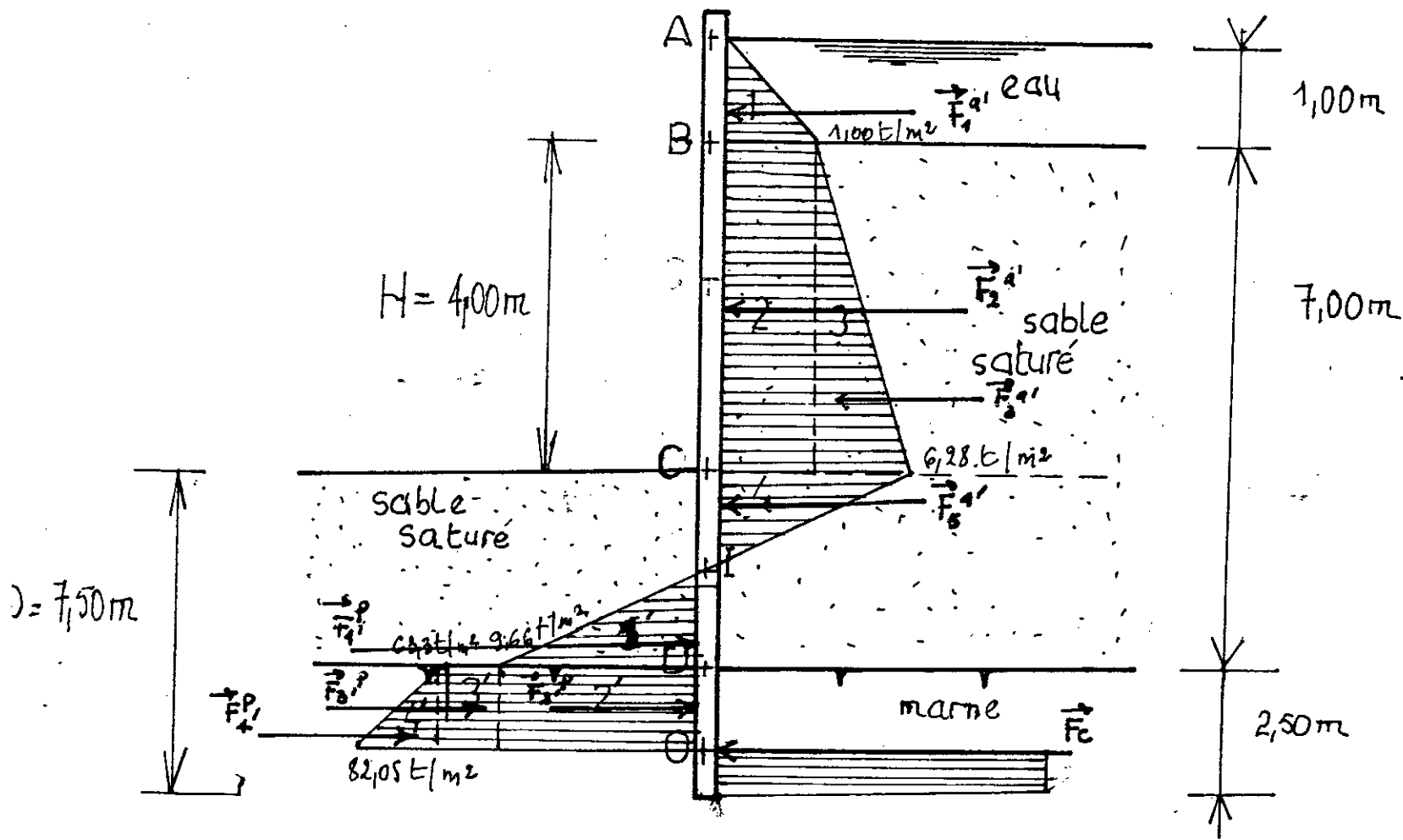
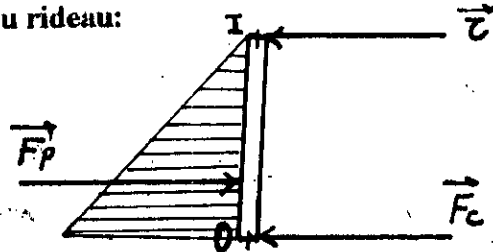


fig. III.5 : diagramme de pression des terres  
(de part et d'autre des conduites.)

Conclusion:

La position du point I est donnée par:  $l = 1.93\text{m}$  et la hauteur de butée  $f_0 = 2.98\text{m}$ .

**III.4.4.2) Dimensionnement du rideau:**

*fig III.6 : reduction des efforts sur la partie inférieure du rideau*

a) Calcul de la contre-butée  $F_c$ 

$F_c$  est déterminée par l'expression:  $F_c = 1/2 \Sigma F_p - \Sigma F_a$

AN:

$$\begin{aligned} \Sigma F_a &= 10.56 + 3.00 + 6.60 + 0.33 + 1.92 + 10.24 + 2.77 + 1.05 - \\ &= 10.86 \text{ t/mL} \end{aligned}$$

$$\Sigma F_p = 28.98 + 37.21 + 37.04 + 146.59 = 249.82 \text{ t/mL}$$

D'où:

$$F_c = 114.05 \text{ t/mL}$$

b) Calcul de  $\tau$  (résultante des forces de poussées en I):

La valeur de  $\tau$  est déterminée en écrivant la somme des forces de poussée s'exerçant sur le rideau (fig. III 5):

$$\tau = \Sigma F'_a$$

AN:

$$\Sigma F'_a = 0.50 + 4.00 + 10.56 + 6.06 = 21.12 \text{ t/mL}$$

D'où:

$$\tau = 21.12 \text{ t/mL}$$

c) Calcul du moment maximal (au point I):

La valeur de  $M_{max}$  est donnée par:

$$M_{max} = Fc f_0 - \Sigma M_p$$

AN:

$$\Sigma M_p = 312.63 \text{ t.m}$$

$$Fc f_0 = 114.05 \times 2.98$$

D'où

$$M_{max} = 27.24 \text{ t.m}$$

d) Calcul du moment résistant ( $M_R$ ):

On appelle moment résistant ou module de résistance  $M_R$  l'expression  $I/v$  avec:

$I$ : Module d'inertie de la palplanche

$v$ : distance maximale à la fibre neutre.

$M_R$  est obtenue en fonction de la contrainte admissible dans l'acier  $\sigma'_a$

$$M_R = M_{max} / \sigma'_a$$

La détermination du module de la palplanche dépend entre autre du choix de la contrainte admissible  $\sigma'_a$ .

Le rideau étant constitué de palplanches en acier de norme E24, métal dont la limite d'élasticité est de 240MPa.

On adoptera pour taux de travail maximal de l'acier les 2/3 de la limite élastique; soit 160MPa.

AN:

$$M_R = 1702.40 \text{ Cm}^3$$

Conclusion:

Les palplanches "LarssenIV" résistent aux efforts de poussées.

**III.4.4.2) Calcul de la hauteur  $H$  (au dessus des conduites):**a) Calcul des contraintes:

Côté "Aval": (poussée)

Entre (A et B):

$$\sigma_B^a = \gamma_w h_1$$

Entre (B et C):

$$\sigma_C^a = \gamma_w h_1 + (K_{a1} \gamma' + \gamma_w)(H - 1,00)$$

Entre (C et O):

$$\sigma_O^a = \sigma_C^a + K_{a1} \gamma'(h_3)$$

Côté "Aval": (butée)

Entre (C et O):

$$\sigma_O^p = K_{p1} \gamma' h_3$$

Données:

$$h_1 = 1.00m$$

$$h_2 = (H - 1.00) m$$

$$h_3 = D - 0.2 f_0$$

Avec:

$$D = \frac{H}{K_p^2 - 1} + 1.2 f_0 = 0.03H + 1.2 f_0$$

$$f_0 = 5.00 - 0.86H$$

b) Calcul des forces de poussées et de butées et leur moments:

La détermination des forces se fait de la même façon que précédemment.

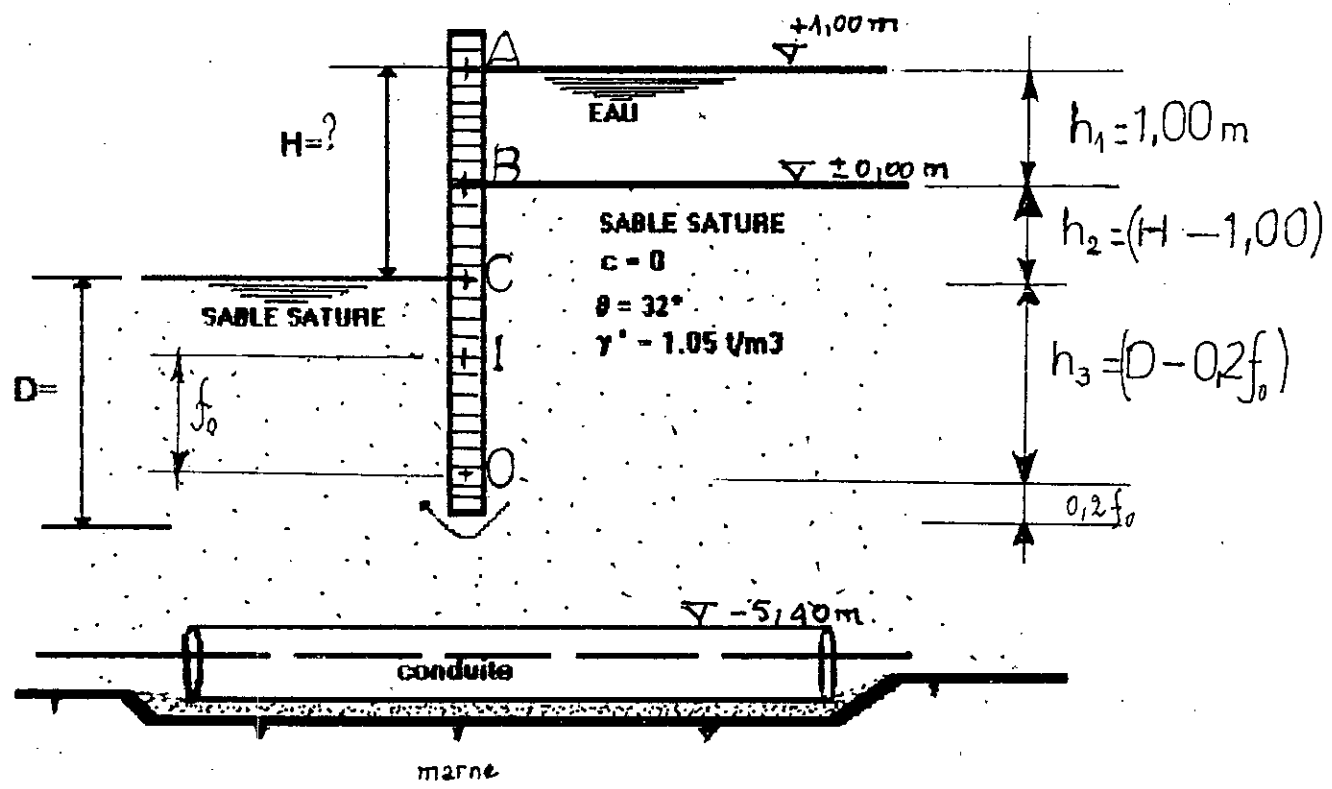


fig. III 7: palplanche dans la zone centrale au dessus de la conduite

(Tableau III.6)

Forces /mL (t)	Bras du levier/O (m)	Moment/o (t.m)
$F_1^a = 0,50$	$4,33 + 0,17 H$	$0,09 H + 0,17 = M_1^a$
$F_2^a = H - 1,00$	$4,50 - 0,33 H$	$H^2(-0,33) + 4,83H - 4,50 = M_2^a$
$F_3^a = 1,32(H - 1,00)^2$	$4,67 - 0,08 H$	$-0,66 H^3 + 7,48 H^2 - 13,00 H + 6,16$
$F_4^a = (5,00 - 0,83 H)$	$(1/2)(5,00 - 0,83 H)$	$12,50 + ,034 H^2 - 4,15 H = M_4^a$
$F_5^a = 1,32(H - 1)(5,00 - 0,83 H)$	$(1/2)(5,00 - 0,83 H)$	$-0,46 H^3 + 2,75 H^2 + 16,02 H - 13,73 = M_5^a$
$F_6^a = 0,32(5,00 - 0,83 H)^2 \cdot 0,5$	$(1/3)(5,00 - 0,83 H)$	$-0,03 H^3 + 0,55 H^2 - 2,22 H + 5,56 = M_6^a$
$F_4^p = (6,43/2)(5,00 - 0,83 H)^2$	$(1/3)(5,00 - 0,83 H)$	$-0,61 H^3 + 11,06 H^2 - 66,61 H + 133,75 = M_4^p$

$H$  est déterminé en écrivant la somme des moments par rapport à O nulle, on obtient ainsi une équation du troisième degré en  $H$ .

$$-1,07 H^3 + 10,42 H^2 + 34,88 H - 58,72 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne une valeur de

$$H = 1,27 \text{ m}$$

#### Conclusion:

La hauteur de dragage du côté aval est  $H = 1,27\text{m}$ , cette valeur nous permettra d'éliminer une importante quantité de sable saturé.

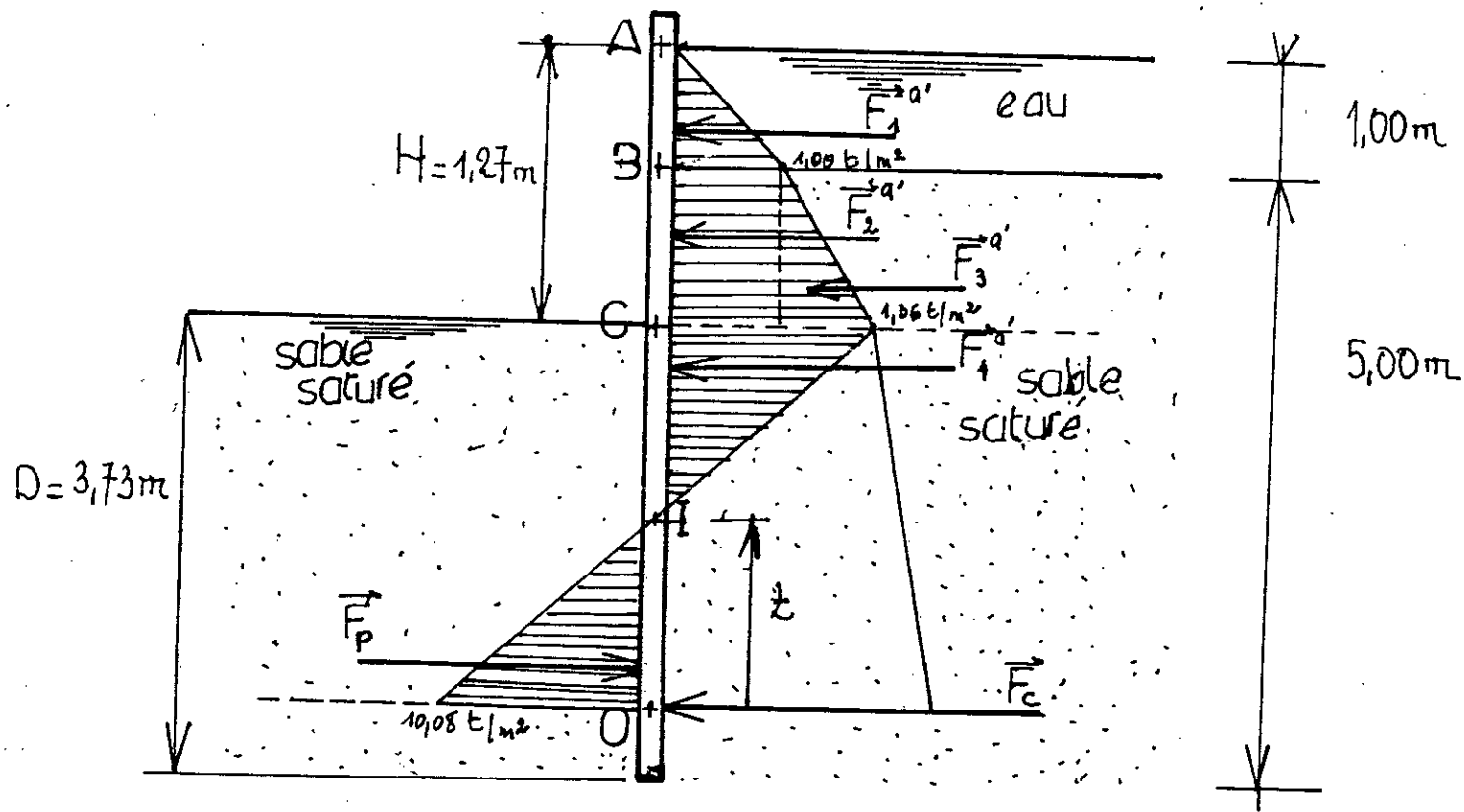


fig. III.8 : diagramme de pression des terres  
(au dessus des conduites)

**III.4.4.3) Dimensionnement du rideau:****a) Calcul de la contre-butée  $F_c$ :**

$F_c$  est calculée comme précédemment, en tenant compte du coefficient de sécurité vis à vis de la butée.  $F_c = 16.31t$ .

**b) Calcul de  $\tau$  (la résultante des forces de poussées en I)**

Elle est donnée par  $\tau = \Sigma F'_a$

AN:

$$\Sigma F'_a = 0.50 + 0.27 + 0.05 + 1.36 (1.05 - Z)$$

D'où:

$$\tau = 2.25 - 1.36 Z$$

**c) Calcul de la distance  $Z$** 

La distance  $Z$  est déterminée en écrivant la somme des forces par rapport à I nulles:

AN:

$$16.31 + 2.25 - 1.36 Z - 5.04 Z = 0$$

D'où:

$$Z = 2.90m$$

**d) Calcul du moment maximal:**

Le moment fléchissant maximal est donné par l'expression:

$$M_{max} = F_c Z - (2/3) F_p Z$$

AN:  $F_c = 16.31t$

$$Z = 2.90m$$



$$F_p = 5.04t$$

D'où:

$$M_{max} = 19.04t.m$$

e) Calcul du moment résistant ( $M_R$ ):

$M_R$  est calculé comme précédemment, en tenant compte de la contrainte admissible de l'acier.

$$M_R = 1190.00Cm^3.$$

Conclusion:

Les palplanches du type "LarssenIV" résistent aux efforts de poussées.

**III.4.4.4) Calcul de la distance de battage:**

Le calcul se fera pour le cas le plus défavorable (au dessus des conduites), le procédé étant le même que celui fait précédemment, pour la zone Est, en tenant compte de la longueur de l'excavation de la tranchée pour les travaux de la déviation.

a) Calcul de la pente dans la marne:

\* Hypothèses:

- La hauteur du talus  $H_1 = 4.00m$

- Le poids spécifique  $\gamma_d = 2.12t/m^3$

-  $C_u = 12.5 t/m^2$

-  $\varphi_u = 37^\circ$

En utilisant donc, l'abaque de Taylor-Biarez avec  $N_s = 6.78$ .

$$\alpha_{lim} = 90^\circ$$

Pour des raisons de sécurité, on prendra  $\alpha = 75^\circ$

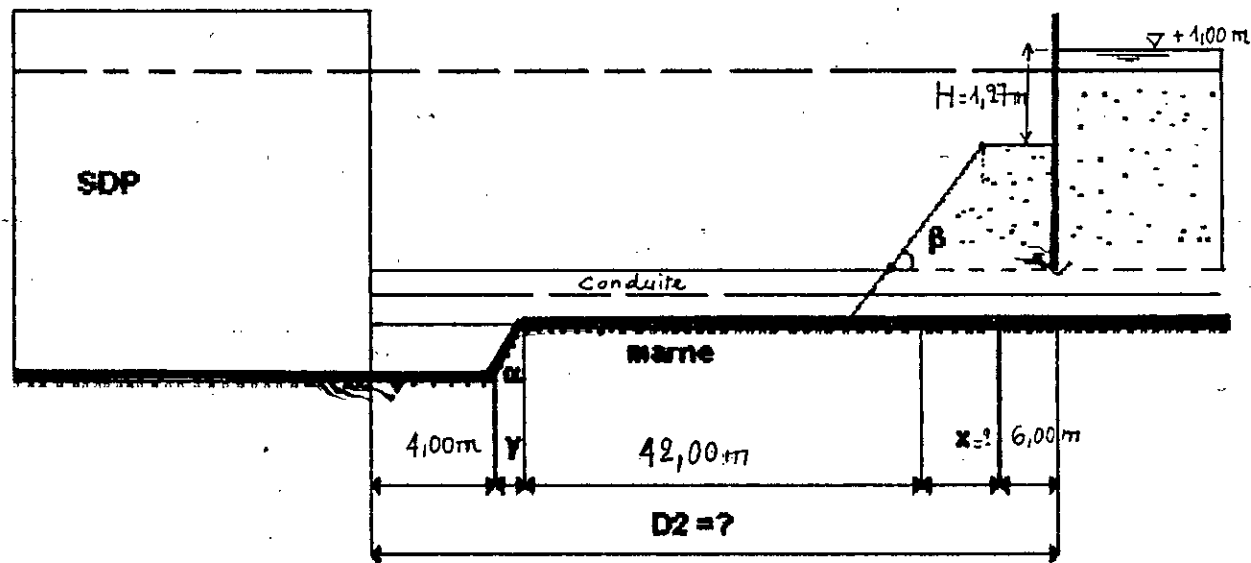


fig.III.9 : distance de battage de palplanches  
(zone centrale)

Par conséquent,  $y = 1.00\text{m}$

b) Calcul de la pente pour le sable:

\* Hypothèses:

- La hauteur du talus  $H_2 = 4.73\text{m}$
- Le poids spécifique  $\gamma_h = 1.85\text{t/m}^3$
- $C = 0.00 \text{ t/m}^2$
- $\varphi = 32^\circ$

En considérant un écoulement horizontal pour un sol pulvérulent (sable),  $\beta_{lim} = \varphi/2$ .

Pour des raisons de sécurité, on prendra  $\beta = 10^\circ$

Par conséquent,  $x = 26.28\text{m}$

Conclusion:

On adoptera pour toute la zone centrale la distance de battage suivante:

$$D_2 = 4.00 + y + 42.00 + x + 6.00$$

$$D_2 = 79.28\text{m}$$

**III.4.4.5) Vérification du "renard" hydraulique:**

Lorsqu'il existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la palplanche (ou tout ouvrage de soutènement) et qu'il peut y avoir écoulement d'eau sous le pied de l'ouvrage, deux éléments sont à considérer:

- Les pressions d'écoulement et gradients hydrauliques correspondants ont pour effet d'augmenter la poussée et de diminuer la butée par rapport au cas hydraustatique (pas d'écoulement).

- On peut craindre une rupture par érosion interne au pied de l'ouvrage (phénomène appelé "renard hydraulique") vis à vis de laquelle il convient de limiter la valeur du gradient hydraulique.

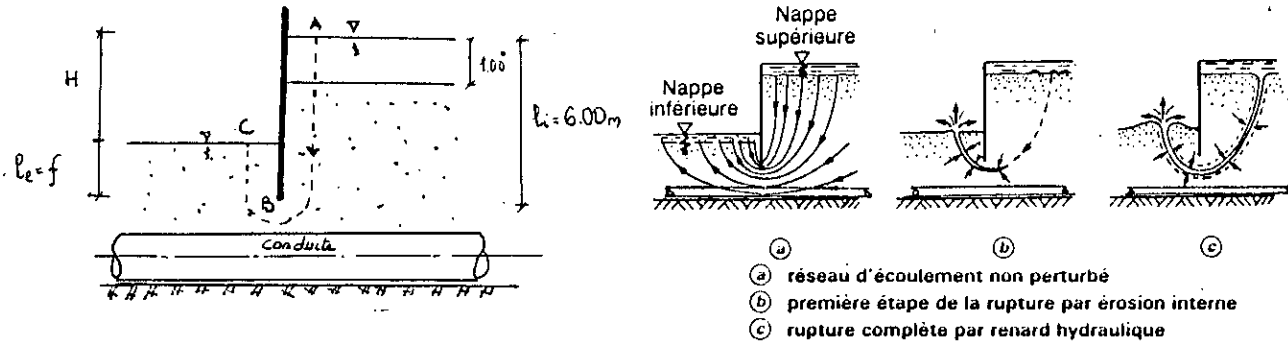


Fig. III. 10 - Phénomène de rupture par renard hydraulique.

Une vérification au "Renard hydraulique" dans la zone centrale est donc nécessaire (au dessus des conduites).

**Remarque:**

La dénivellation étant maintenue constante par un système de pompage à l'intérieur de l'enceinte étanche.

**a) Méthode calcul:**

Pour que l'ensemble des grain au voisinage du pied du rideau reste en équilibre, il faut que l'on ait:

formule de Prandtl et Caquot:

$$\sigma'_2 \geq F \frac{\sigma'_1}{N'_q}$$

avec

$$N'_q = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \varphi}$$

$\sigma'_2$ : contrainte effective (butée)

$\sigma'_1$ : contrainte effective (poussée)

$F$ : coefficient de sécurité

Avec cette formule on déterminera une valeur de la fiche:

- Si cette valeur est inférieure à la valeur trouvée précédemment, un "renard" ne pourra pas se produire.

- Si la valeur de la fiche est supérieure à la valeur trouvée précédemment, c'est la condition de "renard" qui fixe la valeur de la fiche à prendre en considération.

b) Calculs:

- Contrainte totale normale: (côté amont)

$$\sigma_1 = \gamma\omega + (\gamma' + \gamma\omega)(l_1 - 1.00)$$

- Contrainte totale normale: (côté aval)

$$\sigma_2 = (\gamma' + \gamma\omega) D$$

- Pression de l'eau:

$$U = \gamma\omega(\rho H + D)$$

Avec

$\rho$ : rapport de perte de charge aval entre les points B et C  
à la perte de charge entre A et C

$H$ : perte de charge totale.

Par conséquent, les contraintes effectives sont:

- Côté "Amont":

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma_1 - U \\ &= \gamma'(l_1 - 1.00) + \gamma\omega(1.00 - \rho)H\end{aligned}$$

- Côté "Aval":

$$\begin{aligned}\sigma'_2 &= \sigma_2 - U \\ &= \gamma'D - \gamma\omega\rho H\end{aligned}$$

En utilisant la condition de "renard" ( $\sigma'_2 = \sigma'_1/N_q$ ) (on fera abstraction du coefficient de sécurité qu'il est facile de rétablir en remplaçant  $N_q$  par  $N'_q/F$ ) on obtient:

$$\gamma' D = \left( \frac{\gamma' + \gamma \omega}{N_q - 1} \right) H + \rho \gamma \omega H$$

ou bien:

$$\rho = \frac{\gamma' D}{\gamma \omega H} - \left( \frac{\gamma'}{\gamma \omega} + 1 \right) \frac{H}{N_q - 1}$$

Pour pouvoir résoudre cette équation, il faudra connaître la variation du rapport  $\rho$  en fonction de la fiche  $D$ .

\*) Détermination de la valeur de  $\rho$ :

"Mandel" (1939) a calculé de façon exacte pour un substratum rejeté à l'infinie, le rapport  $\rho$ . Sa valeur est donnée implicitement par l'équation:

$$\text{tg}(\pi \rho) - \pi \rho = \pi \frac{D}{H}$$

Lorsque le substratum est situé à une profondeur  $D$  sous le fond de fouille, "Mandel" a su calculé une solution approchée; on a cette fois une famille de fonctions  $\rho(D/H)$  dépendant du paramètre  $D/H$  (fig III 11).

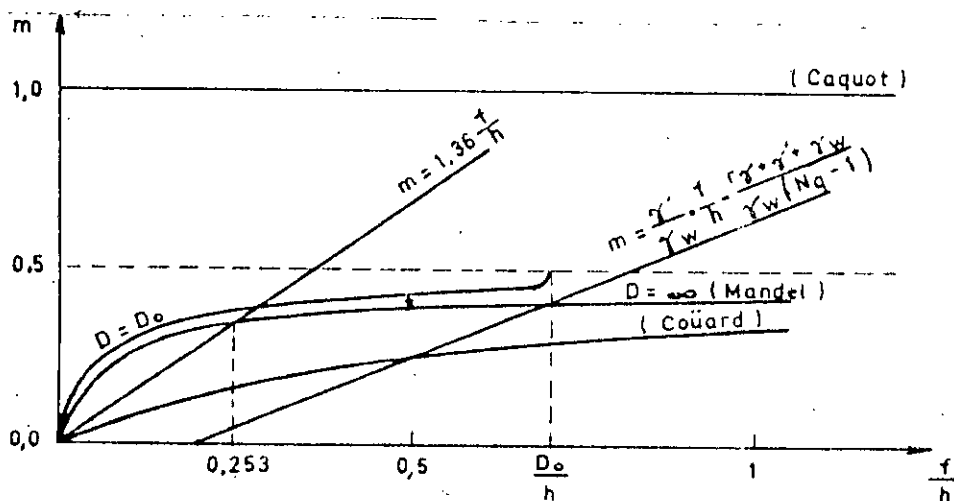


Fig III 11 - Condition de renard (solution de Mandel).

Pour des raisons de sécurité, on choisira une valeur par excès de  $D/H$ , en prenant  $\rho=1/2$ .

On écrira donc:

$$\frac{\gamma' D}{\gamma \omega H} - \left( \frac{\gamma'}{\gamma \omega} + 1 \right) \frac{H}{N_q - 1} = 1/2$$

Avec:

$$D = 6.00 - H$$

$$N_q = N'q/f$$

On aura: une équation du second degré en  $H$

AN:

$$F = 2$$

$$N_q = 9.20$$

D'où:

$$H = 3.00\text{m}$$

$$D = 3.00\text{m}$$

Conclusion:

La valeur de la fiche trouvée précédemment ( $D = 4.73\text{m}$ ) étant supérieur à la valeur trouvée par la condition du "renard", donc le rideau de palplanche battu dans la zone centrale (au dessus des conduites) ne risque pas une rupture par érosion interne.

### **III.4.5) Battage:**

Le battage des palplanches métalliques exige l'utilisation d'un matériel approprié et l'observation des règles de l'art.

#### **III.4.5.1) Les engins de battage:**

- Mouton à chute libre:

Le mouton doit être guidé dans sa chute par des glissières verticales jumelles portées par une sonnette.

- Mouton à vapeur à simple effet:

Le mouton à simple effet est actionné par la vapeur qui soulève le mouton. Il doit être guidé dans sa chute par des glissières.

- Mouton à double effet ou marteaux trépideurs:

Ils sont actionnés à volante soit par l'air opprimé soit par la vapeur. Le fluide moteur agit par l'effet d'un système de distribution.

#### **III.4.5.2) Appareil de levage, de guidage et de manutention:**

- Sonnette:

Elle est en bois ou en construction métallique ayant la forme d'une pyramide élancée dont les faces en générale verticales, peut quelque fois prendre des inclinaisons variables.

- Grues, bras orientables, ou derricks:

Les sonnettes sont souvent remplacées par un engin de battage possèdent un bras orientable, cet engin peut être une grue ou un derrick.

- Jumelles pendantes:

On se contante souvent de guider l'outil de battage sur deux glissières jumelées suspendues aux bras orientables et reliés entre elles par des traverses horizontales.



#### **III.4.5.3) Mise en place des palplanches:**

Pour suspendre les palplanches afin de les enclencher, on prévoit généralement à leur extrémité supérieure un trou de manutention. Si ce trou présentait des inconvénients pour l'ouvrage, on pourrait lever la palplanche avec un câble enlaçant le profil avec interposition de cales en bois.

#### **III.4.5.4) Procédé de battage:**

Quand on a à faire à un sable très gros ou à un terrain ne présentant pas d'obstacles et pour la longueur de fiche suivante pour "LarsenIV" (jusqu'à environ 5.00m), il est préférable d'utiliser le procédé le plus simple, qui consiste à chasser successivement et d'une traite les palplanches.

Quand la fiche est plus grande, il faut battre par panneaux de façon que chaque palplanche soit guidée par ses voisines.

### **III.5) Etude de la stabilité des talus:**

Les talus exécutés à l'intérieur de l'enceinte nécessitent une vérification à la stabilité, pour cela un logiciel de calcul de la stabilité "NIXES et TROLLS" a été utilisé.

#### **III.5.1) Présentation du logiciel:**

Le logiciel de calcul de la stabilité "NIXES et TROLLS" permet l'évaluation du coefficient de sécurité par trois méthodes à savoir:

- méthode de "Bishop" (courbe de rupture circulaire)
- méthode de "Jumbo" (courbe de rupture circulaire)
- méthode des perturbations (courbe de rupture quelconques).

##### **III.5.1.1) Courbe de rupture circulaire:**

Pour ce mode de calcul, on définit un quadrillage des centres des cercles de rupture. Par les méthodes de Bishop et Jumbo, pour chacun des centres de quadrillage, le programme calcule le cercle tangent au bed-rock, détermine son coefficient de sécurité. Puis, pour le même centre, le rayon est diminué de  $DR$  (valeur fixée par l'utilisateur) par rapport au cercle précédent et les coefficients de sécurité, pour ce nouveau cercle, est calculé.

Le programme passe au centre suivant du quadrillage lorsque le cercle ne coupe plus le talus.

Le cercle critique sera celui possédant le coefficient de sécurité le plus faible.

##### **III.5.1.2) Courbe de rupture quelconque:**

La méthode considère que la courbe est connue, les points de départ et de fin seront pris sur le talus. Si le nombre de points définis sur la courbe est insuffisant (inférieur à 10), le programme procède au lissage par des fonctions du troisième degré. Puis, il passe au calcul par

une discrétisation de la masse de terre en mouvement et fourni ensuite la valeur du coefficient de sécurité et les paramètres ( $\mu$  et  $\lambda$ ) ainsi que le poids des terres en mouvement.

### III.5.1.3) Modélisation du talus:

Le talus est modélisé par des segments reliant des points. Ces segments délimitent les couches géotechniques et forment le toit du talus. L'ensemble des couches repose sur un bed-rock au delà duquel aucun glissement ne peut se produire. Ce bed-rock est représenté par un nombre de points.

A chaque couche on attribue les caractéristiques  $C$  et  $\varphi$  ainsi que la largeur de la tranche ( $LI$ ). On peut définir les conditions hydrauliques en donnant la position de la nappe ou en imposant la pression interstitielle d'une couche donnée par une série de points.

### III.5.1.4) Résumé des données:

- Couche:  $N^{\circ}$ ,  $g$ (KN/m<sup>3</sup>);  $C$ (KPa);  $\varphi$ (degré);  $LI$ (m)
- Point:  $N^{\circ}$ ,  $x$ ,  $y$ , position par rapport au talus
- Segment:  $N^{\circ}$ , point à droite, point à gauche,  $N^{\circ}$  de la couche au dessus
- Nappe:
  - Nombre de points
  - $x_i$ ,  $y_i$
  - pression interstitielle

#### a) Méthode de Bishop et Jumbo:

$DR$ ,  $X_0$ ,  $Y_0$ ,  $DX$ ,  $DY$ ,  $NX$ ,  $NY$

$DR$  : pas de variation du rayon des cercles

$X_0$ ,  $Y_0$  : coordonnées du premier centre de cercles

$DX$ ,  $DY$  : pas de variation des centres de cercles

$NX$ ,  $NY$  : nombre de noeuds du quadrillage.

#### b) Méthode des perturbations:

Nombre de points

### III.5.1.5) Dessin:

La dernière version "NIXES & TROLLS" présente l'avantage:

- de visualiser sur un dessin le talus, les différentes composantes le versant, l'allure de la nappe et notamment les courbes de rupture.
- d'imprimer le dessin.

### III.5.2) Caractéristiques géotechniques prises dans les calculs:

En se référant aux résultats obtenues en laboratoire, on peut avancer les valeurs suivantes (le calcul étant fait à court terme):

\*) Sable fin à moyen:

- $\gamma = 18.50 \text{KN/m}^3$
- $C = 0$
- $\varphi = 32^\circ$

\*) Marne:

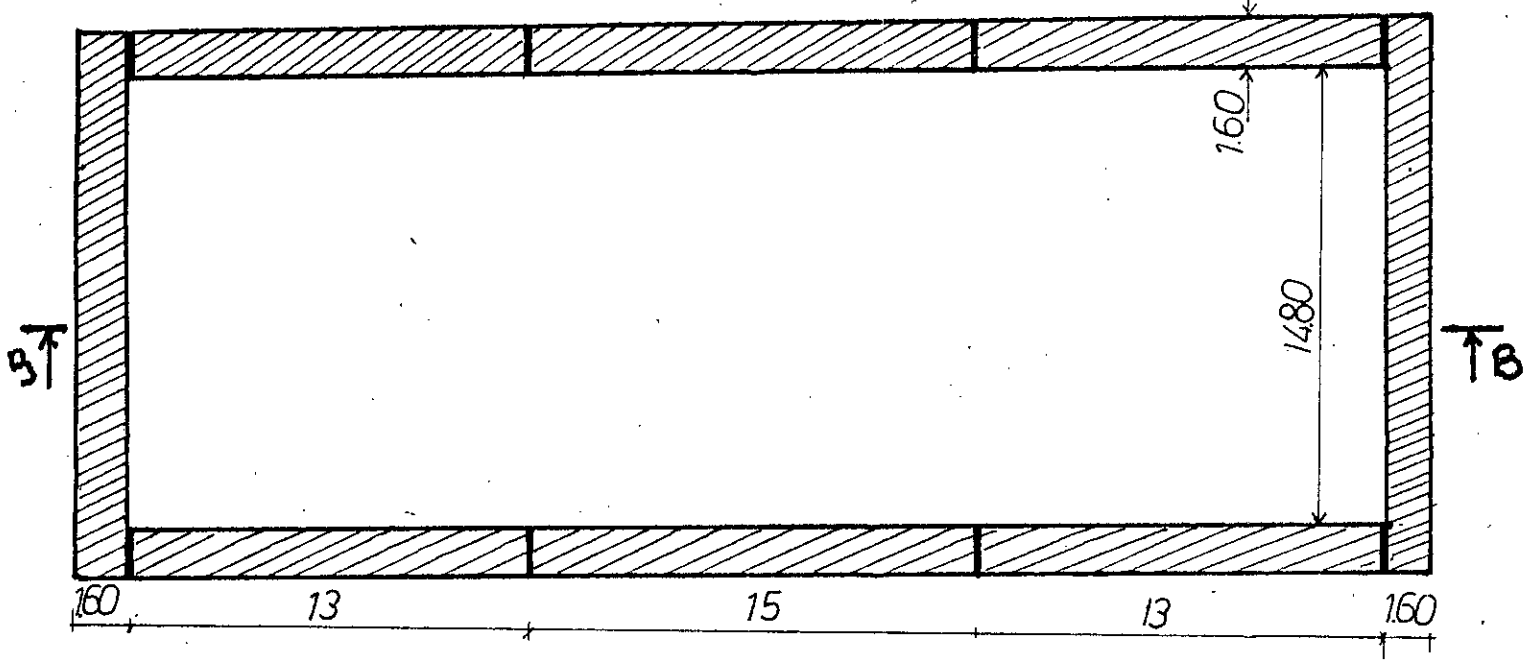
- $\gamma = 21.20 \text{KN/m}^3$
- $C_u = 125.00 \text{KPa}$
- $\varphi_u = 37^\circ$

### III.5.3) Calculs:

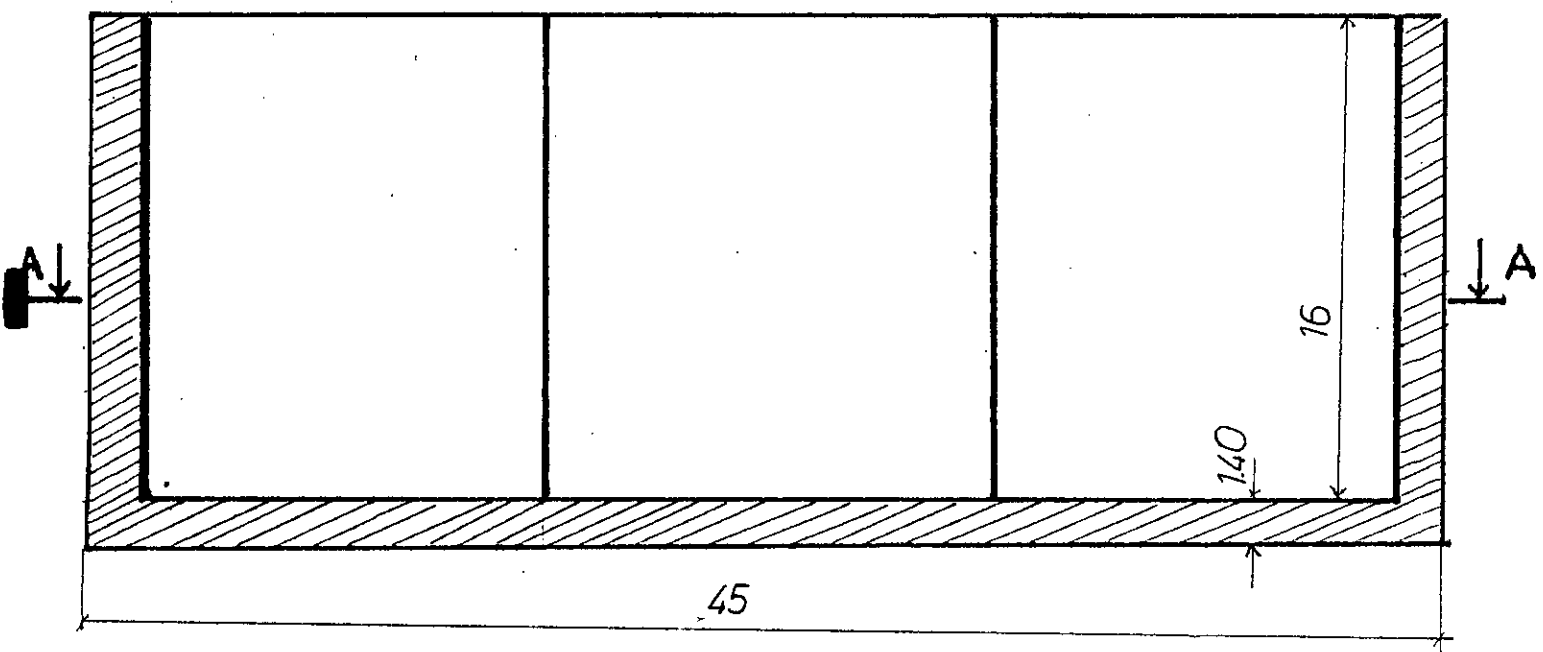
Plusieurs quadrillages ont été testés, afin de déterminer les lignes de glissement présentant les coefficients les plus faibles.

Ainsi, on est arrivé à repérer une famille de courbes superficielles concernant la couche de sable (voir dessin) ce glissement n'étant pas dangereux étant donné le poids des terres très faible et la dissipation de la pression interstitielle assurée par un réseau de drainage prévu par le constructeur.

ECH: 1/250



COUPE A-A



COUPE B-B

fig:IV.1: STATION DE POMPAGE

## IV.1) Introduction

La station à étudier est un bassin de forme rectangulaire complètement enterré. Il y a lieu de tenir compte, pour le dimensionnement des murs, de l'action des terres, de vérifier en particulier, que le bassin étant vide peut résister à la pression exercée par les terres et étant plein d'eau il est soumis à la différence entre la pression de l'eau et la pression des terres

Le bassin doit être étanche; l'étanchéité est obtenue:

- Par un dosage du béton 350 à 450Kg de ciment par  $m^3$
- En considérant la fissuration comme très préjudiciable.

Puis, on se propose de faire une étude des deux massifs supportant les pompes à circuit de refroidissement et vérifier la stabilité du massif dissipateur.

## IV.2) Caractéristiques des matériaux

### IV.2.1) Béton:

Le béton est un mélange de ciment, d'eau, de granulats, sable et gravier et éventuellement d'adjuvants dont les proportions bien déterminées.

Le béton armé entrant dans la construction hydraulique doit être conforme aux règles techniques des états limites (B.A.E.L.).

On sait que l'eau de mer est surtout nocive par ses sels de magnésium sulfaté et chlorure, et quelques fois son hydrogène sulfureux. Donc le ciment utilisé doit être spécial (riche en alumine, pauvre en chaux, pour prise à la mer) et dosé à  $400Kg/m^3$ .

La résistance caractéristique du béton à 28 jours sera prise égale à 25MPa.

$$f_{c28}=25MPa.$$

**\*) Contraintes limites du béton:**

**a) A l'état limite ultime (E.L.U.):**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité;

$$\gamma_b = 1.5 \quad \text{dans le cas général}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \text{dans le cas accidentel.}$$

Dans notre cas, on prend

$$\gamma_b = 1.5.$$

D'où  $f_{bu} = 14.167 \text{MPa}$

**b) A l'état limite de service (E.L.S.):**

La contrainte ultime de béton à la compression est donnée par:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**IV.2.2) Aciers:**

Les aciers utilisés sont: les HA (Haute Adhérence) FE 400;

$$f_e = 400 \text{MPa.}$$

**a) Contraintes ultimes de service (E.L.S.)**

On distingue trois cas:

- *Fissurations peu nuisibles*: Aucune vérification en dehors de la vérification à l'E.L.U.
- *Fissurations préjudiciable*:

La contrainte admissible des aciers est donnée par:

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e : 150n \right\} \text{MPa}$$

$n=1.6$  pour les aciers H.A.

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa}$$

- *Fissurations très préjudiciable:*

La contrainte admissible des aciers est donnée par:

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \{ 0.5 f_e : 110n \} \text{MPa}$$

$n=1.6$  pour les aciers H.A.

$$\bar{\sigma}_s = 176 \text{MPa}$$

b) Contrainte limite ultime (E.L.U.)

$$f_{su} = f_e / \gamma_s$$

Pour les aciers non écrouis:

$$\gamma_s = 1.5 \quad \text{cas courant}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{cas accidentel}$$

$$f_{su} = 348 \text{MPa}$$

c) Contrainte de cisaillement:

- Si la fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.13 f_{c28}, 4) \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa}$$

- Si la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.13 f_{c28}, 4) \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$



**IV.3) Calcul des poussées des terres:**

Les murs sont soumis à la pression des terres au repos; puisqu'on ne tolère aucun déplacement des murs:

$$P = \gamma h K_0$$

$K_0$ : coefficient de poussée des terres au repos

$\gamma$ : densité du sol

$h$ : hauteur du sol

Différents chercheurs ont tenté de donner les expressions littérales des coefficients  $K_0$ :

- Rowe:

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_e}{2} \right)$$

$\varphi_e$ : angle de frottement interne vrai.

- Jaky:

$K_0 = 1 - \sin \varphi$  avec  $\varphi$ : angle de frottement interne (applicable surtout au sable).

- Et d'autres qui proposent:

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

pour les sables et graviers.

De nombreuses expériences ont procédé à la mesure de ce coefficient, à commencer par r Tezzaghi.

Il semble, que pour les sables, on puisse avancer une valeur moyenne de 0.5 qui est susceptible de s'élever jusqu'à 0.7 lorsque le milieu est relativement compact.

On calcul  $K_0$  par la formule:

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

qui donne des résultats plus élevés que ceux de Jaky.

Notre sable a un angle de frottement interne  $\varphi=32^\circ$ , ce qui nous donne:

$$K_0 = 0.554$$

#### IV.4) Etude des parois de la station:

Les murs (les parois) de la station ont de grandes dimensions, le plus grand mur étant divisé en trois parties séparées par 4 joints, ce qui fait que chaque partie travaille seule, sans transmission d'efforts, ni de moments entre eux, le tous encastéré au radier. Donc le mur travaille comme une console encastérée au radier et la flexion se fera dans le sens vertical.

L'étude sera faite sur le mur le plus sollicité au cas de charges défavorables et on adoptera le même ferrailage pour tous les murs.

Dans le calcul, on considère une tranche verticale de 1 mètre de largeur encastérée au radier, cette tranche est soumise à un effort normal du à son poids propre, à l'action du portique roulant et des poussées horizontales dues à la poussée des terres et celle de l'eau.

##### IV.4.1) Détermination des poussées sur le mur:

###### IV.4.1.1) Bassin vide:

###### a) calcul des forces:

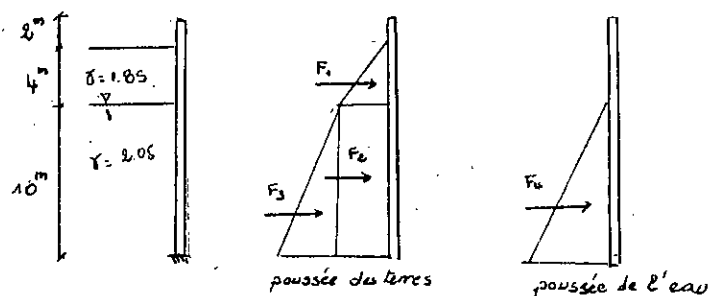


fig: IV. 2 les poussées sur la station vide

$$F_1 = \frac{1}{2} K_0 \gamma_1 h_1^2 = 8.199t$$

$$F_2 = K_0 \gamma_1 h_1 h_2 = 40.996t$$

$$F_3 = \frac{1}{2} K_0 \gamma' h_1^2 = 29.085t$$

$$F_4 = \frac{1}{2} \gamma \omega h_2^2 = 50.000t$$

b) Calcul des moments:

$$M_1 = F_1 d_1 = F_1(10+4/3) = 92.922t.m$$

$$M_2 = F_2 d_2 = F_2(10/2) = 204.980t.m$$

$$M_3 = F_3 d_3 = F_3(10/3) = 96.950t.m$$

$$M_4 = F_4 d_4 = F_4(10/3) = 166.667t.m$$

c) Calcul de l'effort tranchant à la base:

$$T = \Sigma F_i; \quad i = 1,4$$

$$T = 128.28t$$

$$T = 1.283MN$$

d) Calcul du moment à l'encastrement:

$$M_{enc} = \Sigma M_i; \quad i = 1,4$$

$$M_{enc} = 561.519t.m$$

$$M = 5.615MN.m$$

d'où les sollicitations suivantes à la base

$$\begin{cases} T = 1.283MN \\ M = 5.615MN.m \end{cases}$$

#### IV.4.1.2) Bassin rempli

En plus des poussées déjà déterminées, il y a la poussée hydraustatique dans l'autre sens.

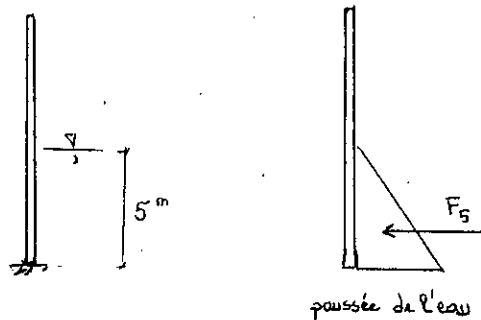


fig: IV. 3 Poussées sur la station remplie

a) Calcul de la force hydrostatique:

$$F_5 = 1/2 \gamma ah^2 = 12.5t$$

b) Calcul du moment de la force hydrostatique:

$$M_5 = F_5(h/3) = 20.833t.m$$

c) Calcul de l'effort tranchant à la base:

$$T = T_f - 12.5$$

$$T_f = 12.5 t$$

$$\text{d'où: } T = 115.78 t$$

d) Calcul du moment à l'encastrement:

$$M_{enc} = M_f - M_5 = 540.686 t.m$$

Donc les sollicitations à la base sont:

$$\begin{cases} T = 1.158 MN \\ M_{enc} = 5.407 MN.m \end{cases}$$

Conclusion:

Le bassin est donc plus sollicité quand il est vide, cependant, l'étude se fera pour le cas le plus défavorable (bassin vide).

#### IV.4.2) Prédimensionnement des murs

Pour le prédimensionnement des murs, on détermine la contrainte de compression du béton au niveau de la section d'encastrement sous la poussée des terres et l'effort normal du au portique roulant.

\* $P_p$ : poids du portique roulant

$$P_p = 35t = 0,35MN.$$

d'où notre section est soumise à la flexion composée:

Sollicitations

$$\begin{cases} N = P_p = 0,35MN \\ M = 5,615MN.m \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{I} v < 15$$

$$\Rightarrow \frac{0,35}{e} + \frac{6M}{e^2} < 15$$

$$\Rightarrow e > 1,51m$$

On choisira donc un mur d'épaisseur  $e = 1,60m$ .

#### IV.4.3) Dimensionnement du mur:

Vue l'importance du bassin qui doit être étanche, donc on considère la fissuration comme très préjudiciable, ce qui a pour effet de limiter la contrainte à envisager pour les armatures. On se ramène à faire le dimensionnement à l'état limite de service (E.L.S.).

##### IV.4.3.1) Sollicitation à l'E.L.S.:

$$-N_{ser} = P_m + P_p$$

avec  $P_m$ : poids propre du mur

A.N.:

$$P_m = 16 \times 1.6 \times 1 \times 25 = 640 \text{KN}$$

$$N_{ser} = 0.64 + 0.35 = 0.99 \text{MN}$$

$$-M_{ser} = M_{enc} = 5.615 \text{MN.m}$$

$$N_{ser} = 0.99 \text{MN}$$

$$M_{ser} = 5.615 \text{MN.m}$$

IV.4.3.2) Sollicitations à l'ELU:

- Données:

$$h = 1.6 \text{ m}$$

$$d = 1.4 \text{ m}$$

$$d' = 0.1 \text{ m}$$

a) Sollicitations:

$$M_u = 1.35 M_{enc}$$

$$N_u = 1.35 P_m + 1.50 P_p$$

AN:  $M_u = 7.580 \text{ MN.m}$

$$N_u = 1.389 \text{ MN}$$

b) Calcul de l'excentricité ( $e_0$ ):

$$e_0 = M_u / N_u$$

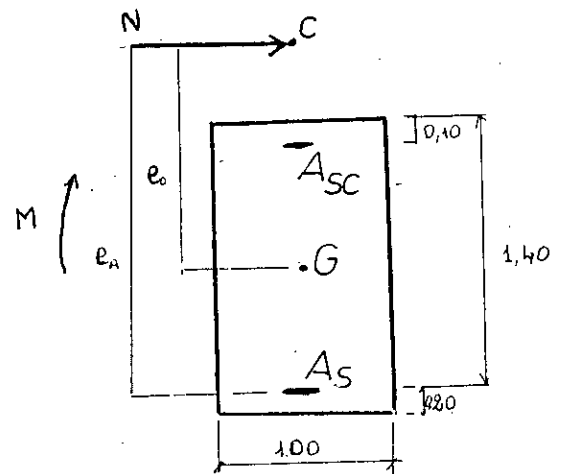
$$e_0 = 5.457 \text{ m}$$

c) Calcul de l'élanement ( $\lambda$ )

$$\lambda = k.l / i$$

avec:

$$i = \sqrt{I/B} = h/3.464$$



$k = 2$  : Console encastrée à la base.

AN:

$$\lambda = 2.1.3.464 / h = 69.28$$

$$\text{Max} [50, \min(67.e_0/h, 100)] = 100$$

on voit que  $\lambda < 100$

d) *Excentricité accidentelle: ( $e_a$ )*

$$e_a = \text{Max} [2\text{cm}, l / 250]$$

$$e_a = 0.064\text{m}$$

D'ou les sollicitations:  $N_{uG} = \gamma_n N_u$

$$M_{uG} = \gamma_n M_u + N_u e_a$$

avec, pour  $e_0/h > 1$ ,

$$\text{on a: } \gamma_n = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 h/e_0$$

AN:

$$\lambda = 69.28$$

$$h = 1.60\text{m}$$

$$e_0 = 5.457\text{m}$$

$$\gamma_n = 1.23$$

$$M_u = 7.58\text{MN.m}$$

$$N_u = 1.389\text{MN}$$

$$e_a = 0.064\text{m}$$

$$N_{uG} = 1.708\text{MN}$$

$$M_{uG} = 9.412\text{MN.m}$$

#### IV.4.3.3) Dimensionnement à l'E.L.S

La section étant soumise à une flexion composée avec compression

$$M_{ser} = 5.615\text{MN.m}$$

$$N_{ser} = 0.990 \text{ MN}$$

- Excentricité ( $e_0$ ):

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 5.672 \text{ m}$$

- Excentricité ( $e_A$ ):

$$e_A = e_0 + (d - h/2) = 6.272 \text{ m}$$

$$-M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 6.209 \text{ MN.m}$$

Le dimensionnement se fait comme à la flexion simple avec:  $M_{ser} = M_{serA}$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s$$

- Les sections fictives:  $A_s, A_{sc}$

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \gamma - 0.1776$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b^2 \cdot f_{bu}$$

$$M_{lser} = M_{lu} / \gamma$$

AN:

$$\gamma = 1.51 > 1.4 \text{ d'où } \gamma = 1.4$$

$$\mu_{lu} = 0.3$$

$$M_{lu} = 0.3 \times 1.4^2 \times 14.167 = 8.33 \text{ MN.m}$$

$$M_{lser} = 8.33 / 1.4 = 5.950 \text{ MN.m}$$

$$-M_{ser} > M_{lser} \text{ d'où } A_{sc} \neq 0$$

- Calcul de  $A_{sc}$ :

$$\mu_{lser} = M_{lser} / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bd})$$



$$\alpha_l = 1.5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{lser}} \right)$$

$$\sigma_{sc,ser} = 9 f_{c28} \frac{\alpha_l - \epsilon}{\alpha_l}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{ser} - M_{lser}}{\sigma_{sc} (d - d')}$$

AN:

$$\mu_{lser} = \frac{5.950}{1 \times 1.4^2 \times 15} = 0.202$$

$$\alpha_l = 0.481$$

$$\sigma_{sc,ser} = 9 \times 25 \times \frac{0.481 - 0.071}{0.481} = 191.788 \text{ MPa}$$

$$A_{sc} = \frac{6.209 - 6.950}{191.788(1.4 - 0.1)} = 10.39 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{sc} = 10.39 \text{ Cm}^2$$

- Calcul de  $A_y$ :

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\alpha_l}{3} \right)$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s$$

$$A_y = \frac{M_{lser}}{\sigma_s Z_b} + A_{sc} \frac{\sigma_{sc,ser}}{\sigma_s}$$

AN:

$$Z_b = 1.4 \times \left( 1 - \frac{0.481}{3} \right) = 1.176 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 176 \text{ MPa}$$

$$A_y = 298.79 \text{ Cm}^2$$

Concl usion

$$A_{sc} = A_{sc}$$

$$A_s = A_y - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \quad A_{sc} = 10.39 \text{ Cm}^2$$

$$A_s = 242.54 \text{ Cm}^2$$

Détermination de la section d'acier minimale

Pour que notre section ne soit pas fragile, on doit prévoir une section d'acier minimale.

$$A_{smin} = 0.238 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

AN:

$$A_{smin} = 0.238 \times 1.4 \times 2.1/400 = 17.49 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{smin} \quad \text{donc condition vérifiée}$$

Détermination des aciers horizontaux: ( $A_{sh}$ )

Dans le sens répartisseur, on prendra une section au moins égale à  $\frac{1}{4}$  de la section des aciers porteurs (sens vertical).

$$\begin{cases} A_{sh} \geq \frac{A_s}{4} \\ A_{sch} > \frac{A_{sc}}{4} \end{cases}$$

AN:

$$\begin{cases} A_{sh} = 242.54/4 = 60.63 \text{ Cm}^2 \\ A_{sch} = 10.39/4 = 2.60 \text{ Cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{sh} = 61 \text{ Cm}^2$$

$$A_{sch} = 2.6 \text{ Cm}^2$$

## Choix d'armatures

(Tableau IV. 1)

	Sens porteur verticale		Sens répartisseur horizontal	
	As	Asc	As	Asc
Section d'acier (Cm <sup>2</sup> )	242.54	10.39	60.63	2.60
Nombre de barres	21HA40 (263.97)	7HA14 (10.77)	21HA20 (65.94)	5HA10 (3.93)
Nombre de nappes	3	1	3	1
Espacement (Cm)	14.29	14.29	14.29	20.00

IV.4.3.4) Vérification au cisaillement:

$\tau_u$ : contrainte conventionnelle du béton pour une section rectangulaire qui est donnée par:

$$\tau_u = V_u / bd$$

Avec  $V_u$ : effort tranchant à l'état limité ultime.

$b$ : largeur de la section

$d$ : hauteur de la section

La vérification à l'effort tranchant se fera au niveau de la section d'encastrement où l'effort tranchant est maximal.

$$V_u = 1.35 T$$

AN:

$$V_u = 1.35 \times 1.283 = 1.732 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 1.732 / 1.40 = 1.237 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.10 f_{c28}, 3\text{MPa}]$$

AN:

$$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Détermination des armatures de l'effort tranchant:

$$\tau_u < 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Donc, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

#### IV.5) Etude du radier

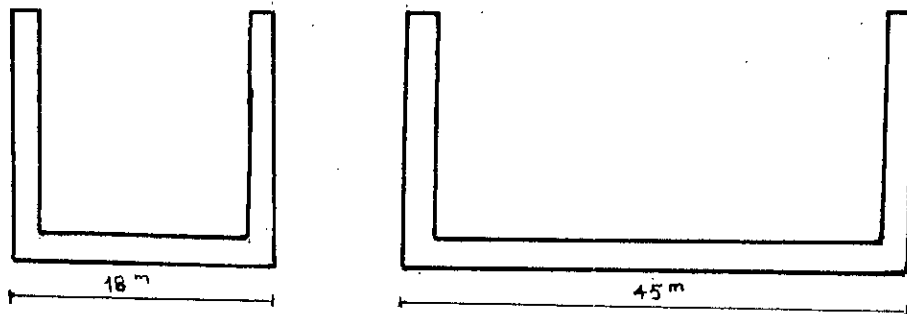
La fondation est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus favorables les charges qui lui sont appliquées.

Le radier par sa surface minimise la forte pression apportée à la structure et réduit les tassements différentiels.

En pratique, on admet que la pression de contact est distribuée uniformément sous la fondation, le radier peut ainsi être considéré comme un plancher travaillant à l'envers.

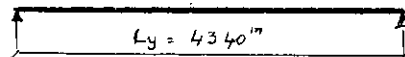
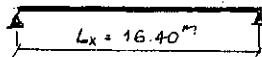
##### IV.5.1) Les sollicitations sur le radier

Le radier est de dimension  $L_x = 18\text{m}$ ,  $L_y = 45\text{m}$  qui travaille comme un plancher renversé encastré au murs de la station.



Au début, on calculera le radier simplement appuyé sur ces quatre murs puis on adptera en travée et à l'encastrement les moments suivants:

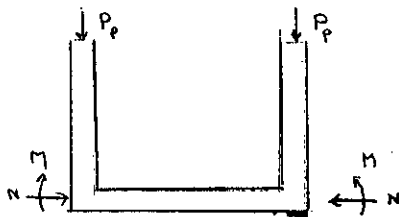
- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment à l'encastrement  $M_e = 0,3M_0$  avec  $M_0$  moment isostatique
- Détermination des moments isostatiques:



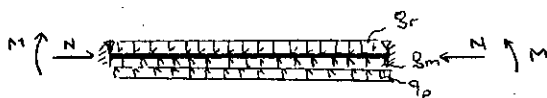
$$\rho = L_x/L_y = 0.38 < 0.4$$

Le rapport des longueurs est inférieur à 0.4, donc notre radier ne porte que sur un seul sens et la flexion se fait dans le sens de la petite portée  $L_x$ .

Ce qui nous ramène à l'étude d'une poutre rectangulaire de largeur unité et de hauteur  $h$  et de portée  $L_x$ , soumise au cas de chargement suivant:



On aura le système équivalent suivant:



$M$ : moment d'encastrement mur-radier du aux poussées des terres

$g_m$ : poids du mur réparti sur  $L_x$

$q_p$ : poids du portique roulant réparti sur  $L_x$

$g_r$ : poids linéaire de 1m de longueur du radier

- Les moments hyperstatiques:

moment à l'encastrement:

$$M_e = M + 0.3M_0$$

moment en travée:

$$M_t = M - 0.85M_0$$

$$\text{Avec } M_0 = (g_m + q_p - g_v) L^2 \times /8$$

#### IV.5.2) Prédimensionnement du radier

La hauteur du radier est déterminée par la condition de cisaillement pour des raisons d'iccommodités pratiques, on évite de mettre des armatures transversales.

$$\tau_u < 0.05 f_c 28$$

$$\tau_u = V_u / bd < 0.05 f_c 28$$

avec  $V_u$  : effort tranchant maximal à l'E.L.U.

$$V_u = 1.35 P_m + 1.5 P_p$$

$$V_u = 1.389 \text{ MN}$$

$$d > 1.11 \text{ m}$$

On adoptera une valeur  $d = 1.2 \text{ m}$  avec un enrobage de 20Cm, on aura une épaisseur  $h = 1.4 \text{ m}$ .

#### IV.5.3) Vérification au poinçonnement

Le mur agit comme charge concentrée sur le radier qui peut engendrer le poinçonnement de celui-ci.

Le règlement B/A/E/L/ préconise de vérifier la résistance au poinçonnement donnée par la condition suivante:

$$Q_u < 0.045 \mu h f_c 28$$

Avec:

$Q_u$ : charge transmise par le mur au radier à l'E.L.U.

$\mu$ : périmètre du contour de l'aire  $S$  sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen

$h$ : épaisseur du radier

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à la compression à 28j.

$$\mu = 2(U+V)$$

Avec  $U = U_0 + h$  ( $U_0$ : épaisseur du mur)

$V = V_0 + h$  ( $V_0$ : 1m de longueur du mur)

$$\mu = 8\text{m}$$

$$Q_u < 0.045 \mu h f_{c28} = 13.23\text{MN}$$

Or  $Q_u = 1.35 P_m + 1.5 P_p = 1.389\text{MN}$

$$Q_u = 1.389 < 13.23$$

Conclusion: Il n'y aura pas de poinçonnement du radier

#### IV.5.4) Vérification de la contrainte de compression du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = N/A$$

avec

N: Réaction totale du sol sur le radier

A: surface du radier.

N = Poids des murs + poids du portique roulant + poids du radier

Poids des murs =  $2(16.4+43.4)P_m = 76.544\text{MN}$

Poids du portique =  $0.55\text{MN}$

Poids du radier =  $h L_x L_y 0.025 = 28.35\text{MN}$

$$\implies \sigma_{\text{sol}} = 0.13\text{MPa} = 1.3\text{bars}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.3\text{bars}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2\text{bars} \implies \sigma_{\text{sol}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

donc la contrainte de compression du sol est vérifiée.

#### IV.5.5 Dimensionnement du radier:

Comme l'étude des murs du bassin, l'étanchéité est exigée, nous considérons donc la fissuration comme très préjudiciable, ce<sup>qui</sup> nous ramène à dimensionner aussi le radier à l'état limite de service (E.L.S.). Notre radier est plus sollicité lorsqu'il est vide d'eau, puisque le poids de l'eau agit dans le sens favorable.

##### IV.5.5.1 Détermination des sollicitations.

###### a) Sollicitations à l'E.L.U.

###### - Section d'encastrement

$$M_{ue} = 1.35M + 0.3M_{0u}$$

$$M_{0u} = q_u L^2 / 8$$

$$q_u = 1.35(g_m - g_r) + 1.5 q_p$$

$$g_r = 0.035 \text{ MN/ml}$$

$$g_m = 2p_m / L = 0.078 \text{ MN/ml}$$

$$q_p = 2p_p / L = 0.0427 \text{ MN/ml}$$

$$M = 5.615 \text{ MN.m}$$

$$q_u = 1.122 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 4.105 \text{ MN.m}$$

$$M_{us} = 8.812 \text{ MN.m}$$

$$N_u = 1.35N = 1.732 \text{ MN}$$

###### - Section en travée:

$$M_{ut} = 1.35M - 0.85M_{0u} = 4.091 \text{ MN.m}$$

$$N_u = 1.35N = 1.732 \text{ MN}$$



## b) Sollicitations à l'E.L.S.

- Section d'encastrement.

$$q_{ser} = (g_m - g_r + q_p) = 0.0857 \text{ MN.m}$$

$$M_{0ser} = q_{ser} L^2/8 = 2.881 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser.e} = M + 0.3M_{0ser} = 6.479 \text{ MN.m}$$

$$N_{ser} = N = 1.283 \text{ MN}$$

- Section en travée:

$$M_{ser.t} = M - 0.85M_{0ser} = 3.166 \text{ MN.m}$$

$$N_{ser} = N = 1.283 \text{ MN}$$

en résumé:

(Tableau IV.2)

Sollicitations		Encastrement	à mi-travée
ELU	Mu (MN.m)	8.812	4.091
	Nu (MN)	1.732	1.732
ELS	Mser (MN.m)	6.479	3.166
	Nser (MN)	1.283	1.283

## c) dimensionnement à l'E.L.S.:

Les deux sections sont soumises à la flexion composée avec compression, par le même chemin de calcul que les murs de la station on aboutit aux sections d'armatures suivantes:

- Section d'encastrement.

$$A_s = 311.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 148.64 \text{ cm}^2$$

- Section en travée.

$$A_s = 135.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 1.78 \text{ cm}^2$$

#### IV.5.6 Determionation des armatures de répartition.

Dans le sens répartisseur nous prendrons une section au moins égale au quart de la section des aciers porteurs.

a) Section d'encastrement:

$$A_{scr} > A_{sc}/4 = 37.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} > A_s/4 = 77.91 \text{ cm}^2$$

b) Section en travée:

$$A_{scr} > A_{sc}/4 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} > A_s/4 = 33.86 \text{ cm}^2$$

#### IV.5.7) Choix d'armatures:

a) Section d'encastrement:

(Tableau. V. 3)

	Sens porteur		Sens répartisseur	
	As	Asc	Asr	Ascr
Section d'acier (Cm <sup>2</sup> )	311.63	148.64	77.91	37.16
Nombre de barres	26HA40	14HA40	26HA20	14HA20
Nombre de nappes	1(5HA40) 3(7HA40)	2(7HA40)	1(5HA20) 3(7HA20)	2(7HA20)
Espacement (Cm)	20 14.29	14.29	20 14.29	14.29

b) section en travée:

(Tableau IV.4)

	Sens porteur		Sens répartisseur	
	As	Asc	Asr	Ascr
Section d'acier (Cm <sup>2</sup> )	135.43	1.78	33.86	0.45
Nombre de barres	14HA40	5HA10	14HA20	5HA8
Nombre de nappes	2(7HA40)	1(5HA10)	2(7HA20)	1(5HA8)
Espacement (Cm)	14.29	20	14.29	20

#### IV.5.8) Vérification au cisaillement.

$\tau_u$ : contrainte conventionnelle du béton.

$$\tau_u = V_u / bd$$

avec

$$V_u = 1.35(g_m - g_r)L/2 + 1.5p_p$$

AN:

$$V_u = 1.001 \text{ MN} \quad \tau_u = 0.834 \text{ MPa}$$

1) Vérification de la section du béton au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.834 < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La section du béton résiste au cisaillement.

2) Armature de l'effort tranchant.

$$\tau_u = 0.834 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires

## **IV.6) Dimensionnement du massif sous pompe à circulation:**

### **IV.6.1) Introduction:**

Pour le dimensionnement d'un massif (fondation) d'une machine vibrante, le problème dynamique est plus complexe et il ne peut pas être traité uniquement en majorant la pression statique du sol d'un coefficient de correction quelconque prenant en charge les efforts dynamiques.

Il est nécessaire de tenir compte des phénomènes de résonance qui peuvent produire des déplacements susceptibles d'endommager la machine elle-même ou ses liaisons avec l'extérieur.

### **IV.6.2) Méthodologie de calcul**

#### ***\*) Première étape:***

L'estimation de type de fondation nécessaire à une certaine machine rotative ou alternative, consiste à obtenir les caractéristiques relatives à la machine elle-même (poids total, dimensions de la base, vitesse de rotation, amplitude de vibration limite).

#### ***\*) Deuxième étape:***

Consiste à examiner le type de sol sur lequel la fondation reposera.

#### ***\*) Troisième étape:***

Consiste à déterminer le module d'élasticité du sol et la variation de ce module avec la profondeur.

#### ***\*) Quatrième étape:***

Après avoir grossièrement dimensionner la fondation, en tenant compte de la dimension et de la forme de la machine, du niveau d'encastrement requis et des caractéristiques du sol, on détermine la fréquence de résonance probable du système machine-fondation-sol. En la

comparant avec la fréquence des forces appliquées, il est possible de calculer l'amplitude probable de vibration.

La fréquence des forces appliquées ne doit pas dépasser la moitié de la fréquence de résonance de la plus part des machines alternatives et doit être au moins 1.5 fois la fréquence pour les machines, ayant des fréquences plus grandes que les fréquences propres.

Il est souhaitable d'éviter des fréquences relatives comprises entre ces deux valeurs, pour ne pas trop s'approcher de la résonance et risquer d'obtenir une grande amplitude de vibration.

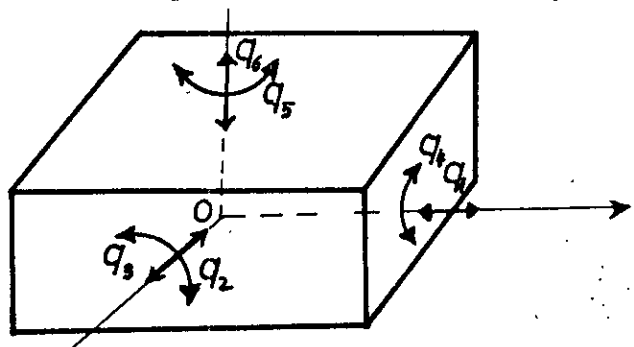
**IV.6.3) Rappel sur la théorie des vibration:**

**IV.6.3.1) Cas général:**

Les forces appliquées aux fondations des machines introduisent fréquemment des mouvements autres que des déplacements linéaires dans une direction verticale.

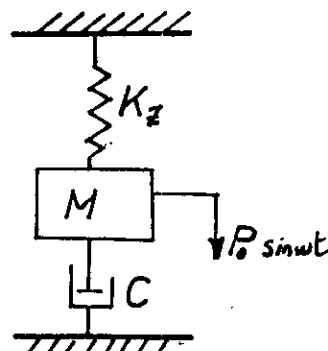
Dans le cas général, la fondation peut être considérée comme une masse à six degrés de liberté (fig IV 4), mais la théorie des vibrations à un degré de liberté est suffisante pour résoudre de nombreux problèmes.

Fig IV 4: masse à (6) degrés de liberté



**IV.6.3.2) Cas à un (01) degré de liberté (vibrations forcées amorties):**

Fig IV 5: vibration forcées amorties



Si une masse reposant sur un milieu élastique est soumise à une force périodique, elle oscillera, la période et l'amplitude des oscillations étant influencées par la période et l'amplitude de la force.

De telles forces périodiques peuvent être appliquées à des fondations par des machines vibrantes non équilibrées.

Supposant une force périodique ( $P_0 \sin \omega t$ ), agissant sur la masse dans une direction coïncidant avec l'axe de la vibration libre.

L'équation est donnée par:

$$\sum F(Z) = Ma(Z)$$

peut s'écrire:

$$\frac{d^2 Z}{dt^2} + \frac{C}{M} \frac{dZ}{dt} + \frac{K_z}{M} Z = \frac{P_0}{M} \sin \omega t$$

En posant:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_z}{M}}$$

Fréquence propre de résonance

La résolution de l'équation précédente, donnera l'amplitude maximale  $Z_{\max}$  des vibrations forcées:

$$Z_{\max} = \frac{P_0}{K_z \sqrt{\left(1 - \frac{\omega_n^2}{\omega^2}\right)^2 + \left(1 + \frac{2c\omega}{c_c \omega_n}\right)^2}}$$

Avec  $\omega$  : fréquence propre des forces appliquées.

$Z_{\max}$  peut s'écrire aussi:

$$Z_{\max} = f_d \frac{P_0}{K_Z}$$

Avec:

$$f_d = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega_n^2}{\omega^2}\right)^2 + \left(1 + \frac{2c\omega}{c_c\omega_n}\right)^2}}$$

$f_d$ : facteur d'amplification dynamique

$C/C_c$ : rapport d'amortissement.

**Remarque:** On constate que les risques de mise en vibration, cités précédemment, sont tirés des résultats présentés sous forme de graphes (fig ); donnant la valeur de  $f_d$  en fonction du rapport d'amortissement  $C/C_c$  et du rapport des fréquences  $\omega_n/\omega$ .

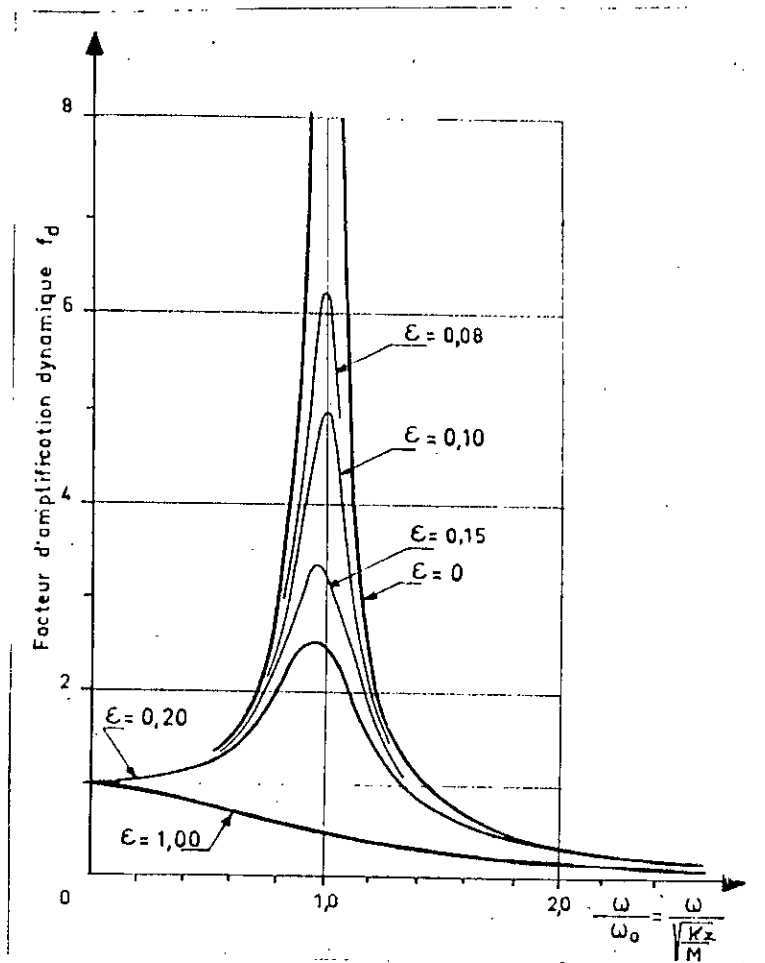


Fig. IV.5: Valeurs du facteur d'amplification dynamique  $f_d$  avec rapport d'amortissement  $\epsilon = c/c_c$ .

#### IV.6.4) Influence de la masse du sol sur les équations du mouvement:

La théorie exposée précédemment ne s'applique qu'approximativement au cas d'une fondation sur un sol, la masse du ressort ayant été négligée.

Lorsque le terrain est assimilé à un ressort, la masse considérée ne peut être considérée avec précision.

Une approche simplifiée du problème a été proposée, elle consiste à faire l'hypothèse que la masse de la fondation est augmentée d'une quantité telle que son effet sur la vibration sera approximativement celui de la masse du sol réelle. Cette masse est appelée "masse apparente".

Par conséquent, la valeur réelle de la fréquence probable de résonance pour un degré de liberté est donnée par la formule

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_z}{M + M'}}$$

Avec  $M'$  masse apparente du sol.

#### **\*) Détermination de $K_z$ et $M'$**

Pour la détermination de manière approchée la constante du ressort ( $K_z$ ) et la masse apparente du sol ( $M'$ ), Pauw a proposé une série d'abaques en supposant une fondation rectangulaire ( $ab$ ), une charge uniformément distribuée et des formules empiriques:

Pour une translation verticale (suivant l'axe Z):

$$K_z = \alpha E b \gamma_z$$

Avec  $\alpha$ : constante indiquant le taux de distribution des pressions dans le sol,

$E$ : module d'élasticité du sol

$b$ : largeur de la fondation

$\gamma_z$ : valeur donnée par l'abaque (fig 43) (ANNEXE A).



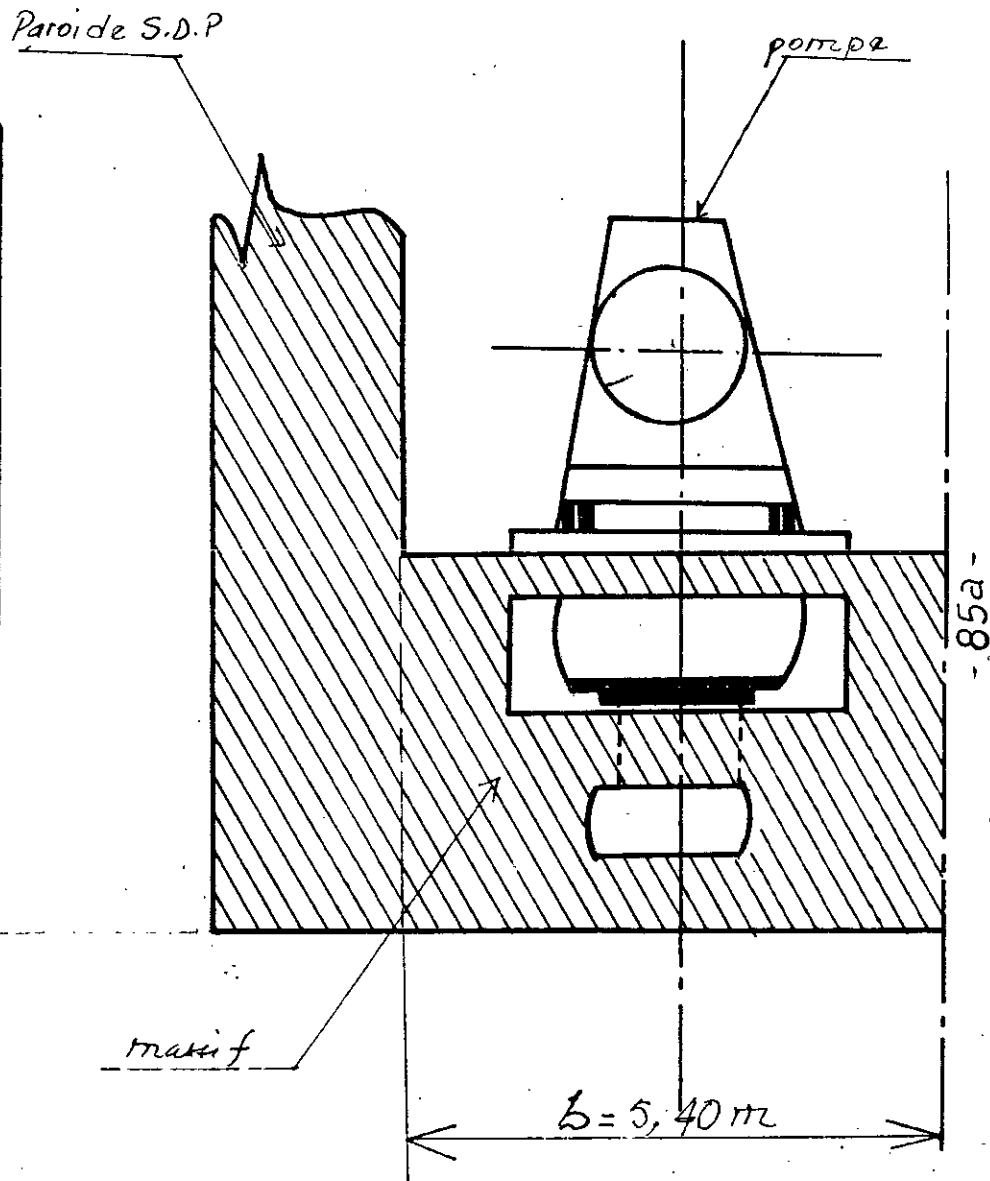
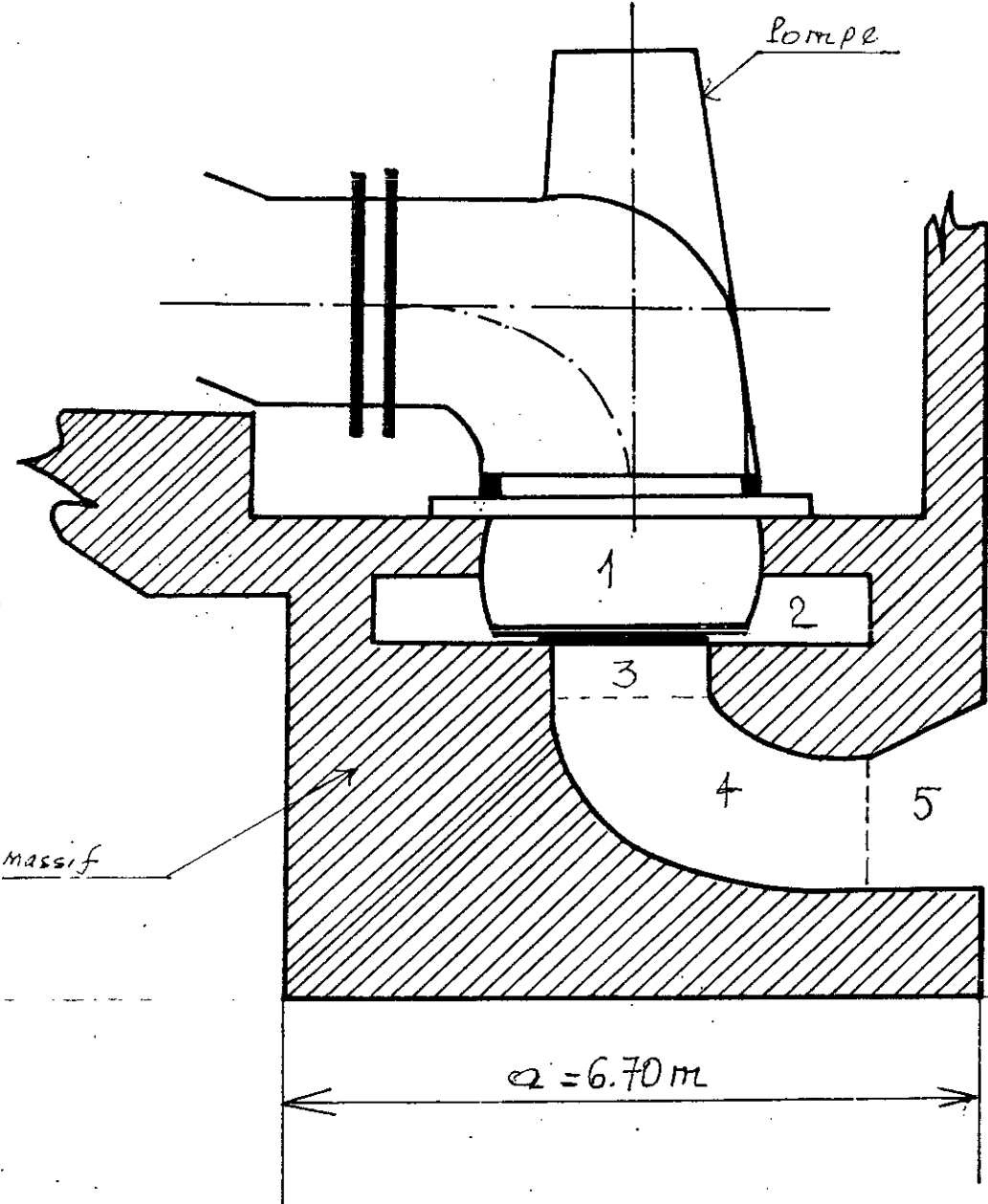


fig IV.7 :- MASSIFs SOUS POMPES  
A CIRCULATION

$$M' = \frac{\gamma b^3}{ga} C_m$$

Avec:  $\gamma$  : poids spécifique du sol

$b$  : largeur de la fondation

$a$  : longueur de la fondation

$g$  : accélération de la pesanteur

$C_m$  : valeur donnée par l'abaque (figA4). (ANNEXE-A)

#### IV.6.5) Calcul du massif:

##### IV.6.5.1) Prédimensionnement du massif:

a) Hauteur du massif donnée par:

$$h' = e_r + h_e$$

Avec  $h_e$  : hauteur d'eau dans la station de pompage

$e_r$  : épaisseur du radier

b) Longueur du massif donnée par:

$$a = l_s/2 - e_s - 0.70$$

Avec  $l_s$  : largeur de la station

$e_s$  : épaisseur des parois de la station.

c) Largeur du massif donnée par les dimension de la base de machine:

$$b = b' + 2 (1.5)$$

Avec  $b'$  : largeur de la pompe

AN:

$$e_r = 1.40\text{m}$$

$$h_e = 5.00\text{m}$$

$$l_s = 18.00\text{m}$$

$$e_s = 1.60\text{m}$$

$$b' = 2.40\text{m}$$

$$\text{d'où: } h^* = 6.40\text{m}$$

$$a = 6.70\text{m}$$

$$b = 5.40\text{m}$$

#### IV.6.5.2) Caractéristiques de la machine:

La machine est une pompe à circulation de type rotative:

- Poids de la pompe:  $P_p$ : 12000Kg
- Vitesse de rotation:  $\omega = 490$  tours/mn
- Le mode de vibration: vertical.

#### IV.6.5.3) Poids réel du massif: ( $P_R$ )

Le massif est en béton, mais qui présente des évidements, nécessaires pour les accessoires de la pompe (fig IV.7).

a) Poids total du massif: ( $P_T$ ):

$$P_T = (a b h \rho)$$

Avec  $\rho$ : poids volumique du béton.

AN:

$$h^* = 6.40\text{m}$$

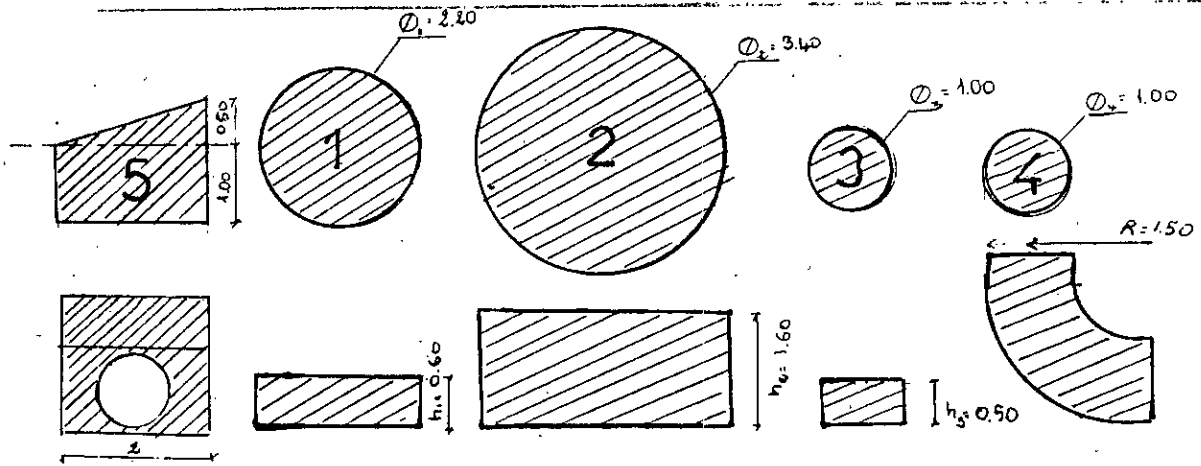
$$a = 6.70\text{m}$$

$$b = 5.40\text{m}$$

$$\rho = 2500\text{Kg/m}^3$$

$$P_T = 578880\text{Kg}$$

b) Le poids des évidements: ( $P_e$ )



$$P_5 = V_5 \cdot \rho ; \quad A_1 = V_1 \rho ; \quad P_2 = V_2 \rho ; \quad P_3 = V_3 \rho ; \quad P_4 = V_4 \rho$$

$$V_5 = S_5 \cdot 2,00 ; \quad V_1 = \frac{\pi \phi_1^2}{4} h_1 ; \quad V_2 = \frac{\pi \phi_2^2}{4} h_2 ; \quad V_3 = \frac{\pi \phi_3^2}{4} h_3 ; \quad V_4 = \frac{\pi \phi_4}{4} \left( \frac{1}{2} \pi R \right)$$

AN:

$$P_1 = 5699,1 \text{ Kg}$$

$$P_2 = 36298,4 \text{ Kg}$$

$$P_3 = 981,1 \text{ Kg}$$

$$P_4 = 4621,7 \text{ Kg}$$

$$P_5 = 1125,0 \text{ Kg}$$

$$P_e = 48725,3 \text{ Kg}$$

c) Poids réel du massif: ( $P_R$ )

Il est donné par:

$$P_R = P_T - P_e$$

AN:

$$P_R = 530157,7 \text{ Kg}$$

**IV.6.5.4) Caractéristiques du sol:**

Le sol sur lequel reposent les deux massifs est un substratum marneux (voir données géotechniques).

$$E = 65 \text{ MN/m}^2$$

**IV.6.5.5) Calcul de la fréquence de résonance:**

a) Calcul de  $K_z$ :

$$K_z = \alpha E b \gamma_z$$

$$\alpha = 1$$

$$E = 65 \text{ MN/m}^2$$

$$b = 5.40 \text{ m}$$

$\gamma_z$ : valeur donnée par l'abaque (fig ).

L'abaque donne: les valeurs de  $\gamma_z / r$  en fonction de  $S = (ah)/b$ .

Avec  $r = a/b$

$$h = P_R / (\gamma a b)$$

AN:  $r = 1,24$

$$h = 530157,77 / (2,12 \times 10^3 \times (5,40 \times 6,70)) = 6,91$$

$$S = 6,91 / 5,4 = 1,3$$

$$\gamma_z / r = 1,9$$

$$\gamma_z = 2,4$$

D'où 
$$K_z = 842,4 \cdot 10^5 \text{ kg/m}$$

b) Calcul  $M'$ :

$$M' = \frac{\gamma b^3}{ga} C_m$$

$C_m$  étant déterminée par l'abaque de Pauw, qui donne les valeurs de  $S$  en fonction de

$C_m/r$ ,  $r$  et  $S$  étant déterminées comme précédemment.

AN:

$$\gamma = 2,12 \text{ t/m}^3$$

$$b = 5,40 \text{ m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$a = 6,70 \text{ m}$$

$$r = 1,24$$

$$S = 1,3$$

$$C_m/r = 1,3$$

$$C_m = 1,76$$

D'où  $M' = 8048,4 \text{ kg}$

c) Calcul de  $\omega_n$ :

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_z}{M + M'}}$$

AN:

$$K_z = 842,4 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$M = R = 530157,7 \text{ kg}$$

$$M' = 8048,4 \text{ kg}$$

$$\omega_n = 2374 \text{ tours/mn}$$

d) Comparaison de  $\omega_n$  avec  $\omega$

$$\omega/\omega_n = 0,21 < 0,5$$

Conclusion:

Pas de risque du phénomène de résonance pour le système (pompe-massif-sol). Par conséquent, les vibrations causées par les deux pompes n'engendrent aucun déséquilibre au sein des équipements de la station de pompage.

**IV.6.6) Ferrailage:**

Le ferrailage étant forfaitaire pour ce type de fondation, on adoptera un quadrillage d'aciers de diamètre moyen de 10 à 12 mm, disposés selon des dispositions constructives rationnelles (c.f. annexe C3).

**Remarques importantes:**

1- De l'étude statique :

$$\sigma < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$$

$$\sigma = \frac{P_R}{S} = \frac{530157,7}{(6,40 \times 5,40)} = 1,5 \text{ bars}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \text{ condition vérifiée}$$

2- A noter que l'étude a été faite pour un seul massif, étant donné la symétrie des deux massifs.

### IV.7) Stabilité du massif dissipateur:

La résistance totale d'un solide immergé de forme symétrique à un écoulement de vitesse constante  $V$  est donnée par

$$F = C\rho AV^2/2$$

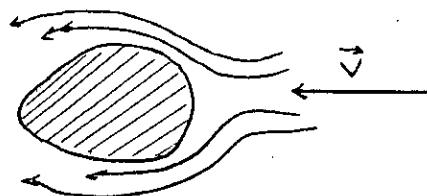
$F$ : résistance totale

$\rho$ : densité du liquide

$A$ : section maximale du corps par un plan normal à la vitesse  $V$

$V$ : vitesse du courant supposée constante dans la section du maître-couple.

$C$ : coefficient de trainée qui dépend de la forme, des dimensions du corps, de la rugosité de sa surface et du nombre de Reynolds caractérisant l'écoulement.



Pour qu'il n'est pas entrainement du massif, il faut que la force de trainée  $F$  soit inférieure au poids propre du massif dissipateur.

$$F < \text{Poids propre du massif.}$$

#### IV.7.1) Calcul du poids propre du massif.

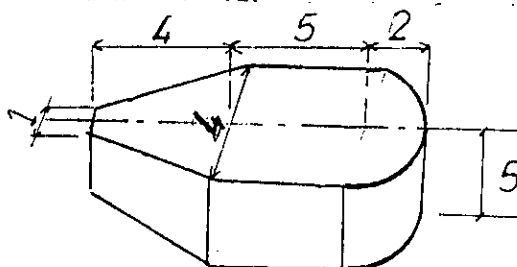


fig IV.7 Massif dissipateur

$$P_p = \rho_b V$$

$\rho_b$ : masse volumique du béton en  $\text{kg/m}^3$

(pour un béton vibré  $\rho_b = 2300\text{kg/m}^3$ )

$V$ : volume du massif

$$V = h.S$$

$h$ : épaisseur du massif.



S: section transversale

AN:

$$S = 38.783\text{m}^2$$

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

$$V = 193.9\text{m}^3$$

d'où

$$P_p = 446000\text{kg} = 4.46\text{MN}$$

$$P_p = 4.46\text{MN}$$

#### IV.7.2) Calcul de la force de trainée:

$$F = C\rho AV^2/2$$

AN:

$$\rho = 1000\text{kg/m}^3$$

$$C = 1.12 \text{ (corps de forme cylindrique)}$$

$$V = 2.67\text{m/s}$$

$$A = 20\text{m}^2$$

d'où

$$F = 79844\text{kg} = 0.798\text{MN}$$

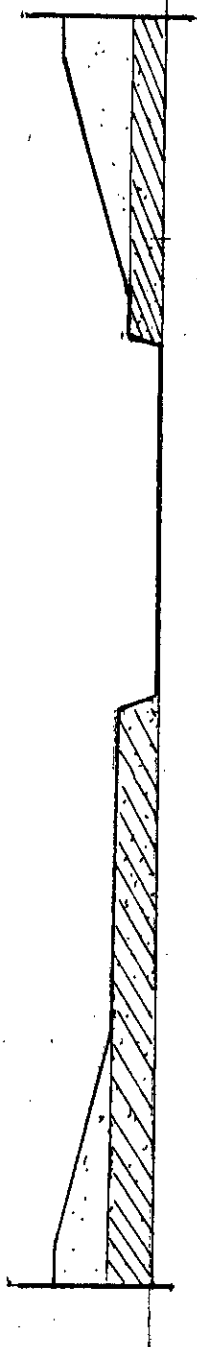
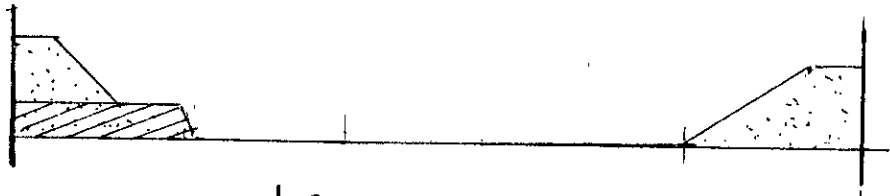
Conclusion: La force de trainée (F) étant inférieure au poids propre du massif par conséquent, il n'y aura pas de risque d'entraînement du massif.

---

CHAP. V  
ETUDE TECHNIQUE-  
ECONOMIQUE

---

COUPE BB



COUPE A-A

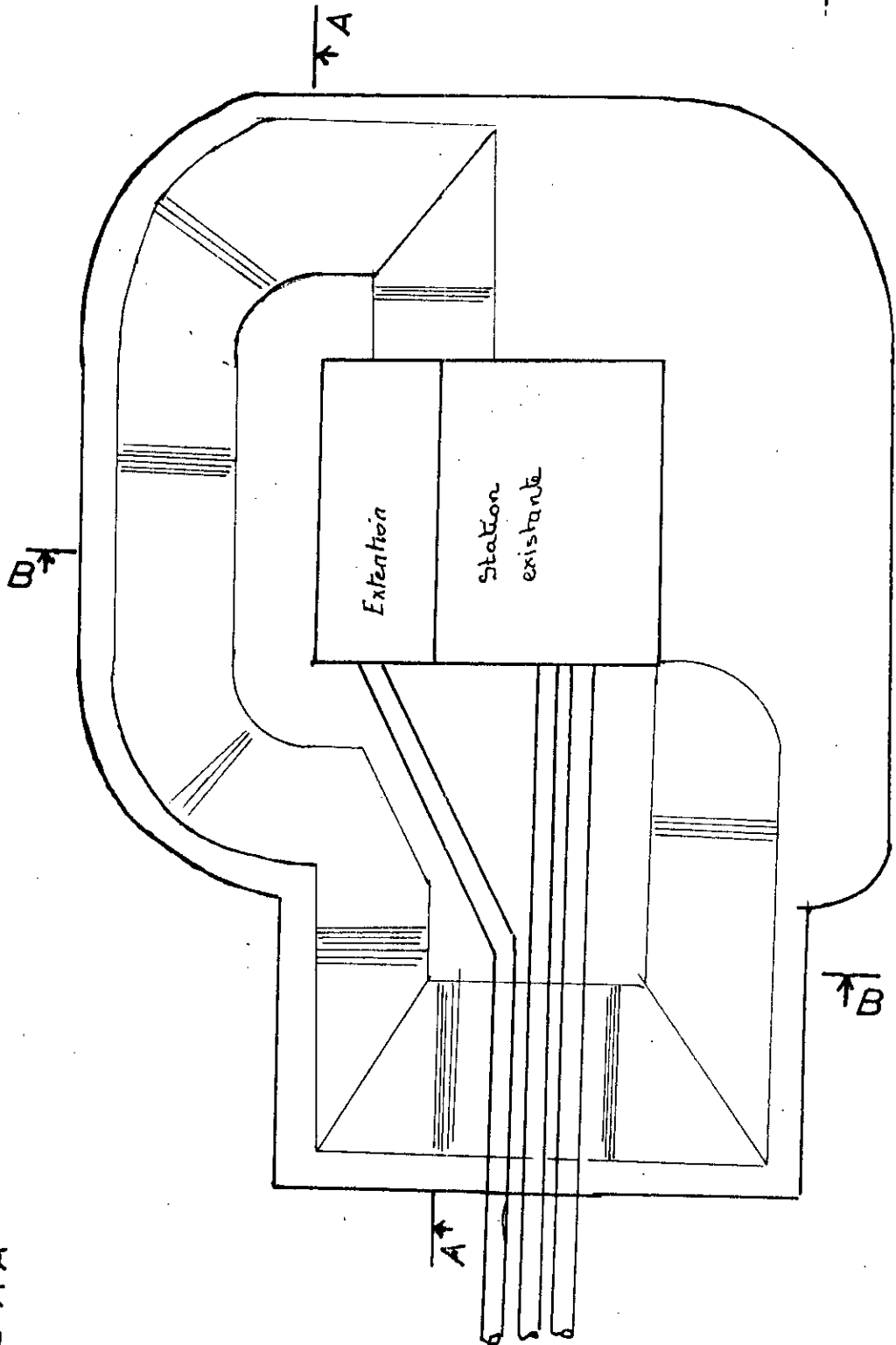


fig. Y.1. : ZONE DES TRAVAUX  
(déblayage remblayage)

Dans ce qui suit, une estimation économique du projet sera évaluée pour les postes de génie civil suivants :

- Enceinte étanche (palplanches),
- tuyauterie (type DRAGADOS),
- terrassements (déblayage, remblayage),
- bétonnage.

## V.1) Palplanches:

### V.1.1) Arrachage:

- La longueur moyenne du rideau à arracher :

$$l = 2 \times \left( \frac{35\pi}{2} \right) + 50 = 150$$

- Le nombre de palplanches à arracher (n) :

$$n = \frac{l}{0,5} = 375 \text{ palplanches}$$

- Le poids des palplanches à arracher :

$$P = 375 \times 15 \times 74,8 = 420750 \text{ kg}$$

### V.1.2) Battage:

- La longueur moyenne de palplanches à battre :

$$l' = 150 + 18 + 80 = 250 \text{ m}$$

- Le nombre de palplanches à battre :

$$n' = \frac{250}{0,4} = 625 \text{ palplanches}$$

- La profondeur totale de la palplanche à battre :

$$h = 625 \times 12 = 7500 \text{ m}$$

### V.1.3) Fourniture:

- Le nombre de palplanches à acheter :

$$N = n' - n = 250 \text{ palplanches}$$

$$P_p = 250 \times 15 \times 74,18 = 280500 \text{ kg}$$

### **V.2) Bétonnage:**

La quantité de béton nécessaire pour la construction de la station de pompage est :

- Murs de la station :

$$V_1 = 2(45 + 14,2) \times 1,6 \times 16 = 3031,04 \text{ m}^3$$

- Le radier :

$$V_2 = 45 \times 18 \times 1,4 = 1134,00 \text{ m}^3$$

- Massif dissipateur :

$$V_3 = 193,90 \text{ m}^3$$

- Massifs sous pompes :

$$V_4 = 2 \left( \frac{P_p}{2,5} \right) = 424,12 \text{ m}^3$$

d'où le volume total :  $V_T = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 = 4783,06 \text{ m}^3$

### V.3) Coudes et conduites:

Pour la déviation de la conduite Est, deux coudes et deux tuyaux seront achetés, le reste sera réutilisé.

### V.4) Quantité d'eau à pomper:

Le pompage est continu pendant toute la durée des travaux qui est estimée à 3 mois.

### V.5) Gros béton:

Pour le gros béton, on utilise sous le radier une couche de 5 cm d'épaisseur d'où :

$$V_B = 0,05 \times 45 \times 18 = 40,05 \text{ m}^3$$

### V.6) Calcul du déblayage:

-Zone centrale :

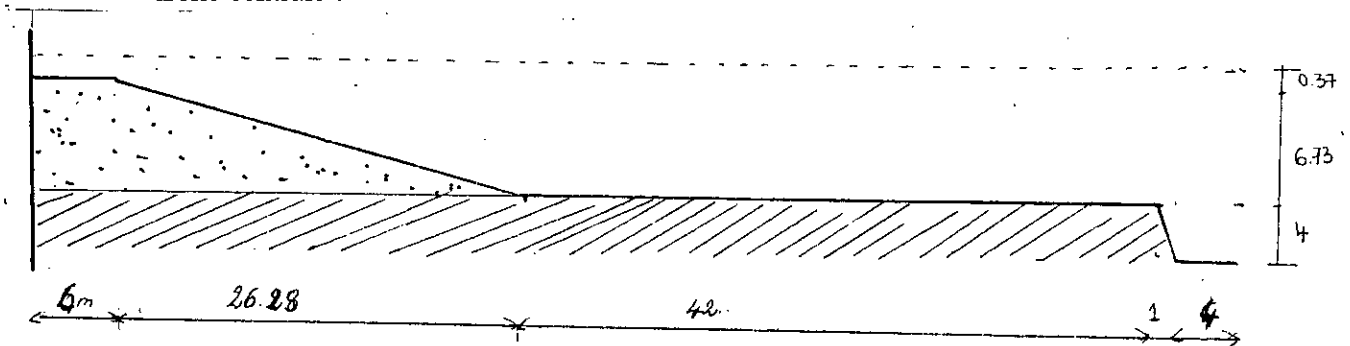


fig. V. 2 : ZONE CENTRALE

$$S_1 = S'_1 - S''_1$$

$$S_1 = 11 \times 79,28 - \left[ 42 \times 4 + \frac{1}{2} (4 \times 1) + (6,73 \times 6) + (4 \times 32,28) + \frac{1}{2} (6,73 \times 26,28) \right]$$

$$S_1 = 444,15 \text{ m}^2$$

$$V_1 = S_1 \times 52,00 = 23095,69 \text{ m}^3$$

-Zone OUEST :

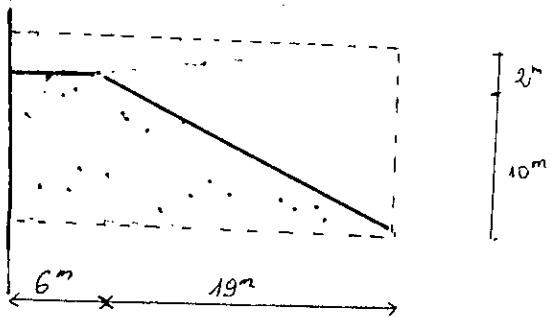


fig V.3 : ZONE-OUEST

$$S_2 = S''_1 - S'_2 = (25 \times 25) - \left[ (6 \times 10) + \frac{1}{2} (19 \times 10) \right]$$

$$S_2 = 145 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 145 \times 79,28 = 11495,6 \text{ m}^3$$

-Zone EST :

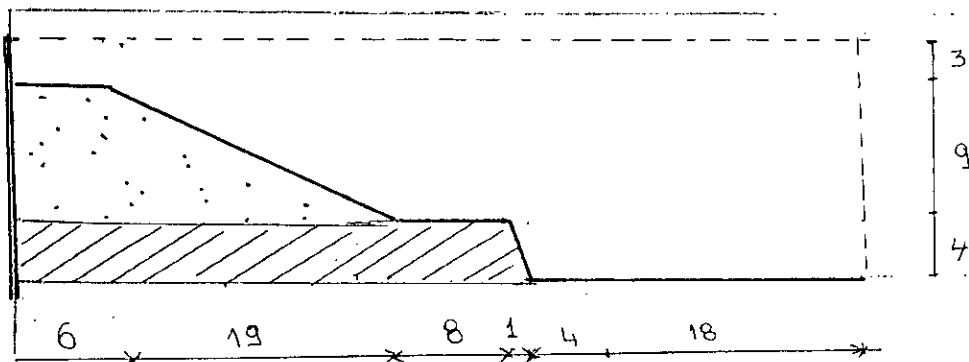


fig V.4 : ZONE EST

$$S_3 = S'''_1 - S''_2$$

A.N:

$$S_3 = (16 \times 56) - \left[ 2 + \frac{1}{2} (9 \times 18) + (9 \times 6) + (4 \times 33) \right]$$

$$S_3 = 627 \text{ m}^2$$

$$V_3 = S_3 \times 45 = 28215 \text{ m}^3$$

- Dernière la station :

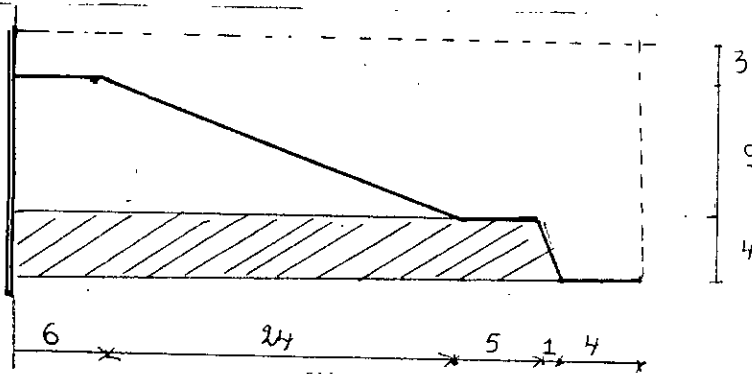


Fig. V. 5 : DERIERE LA STATION

$$S_4 = S''''_1 - S''''_2$$

A.N:

$$S_4 = (39 \times 16) - \left[ (13 \times 6) + (29 \times 4) + \frac{1}{2} (9 \times 24) \right]$$

$$S_4 = 322 \text{ m}^2$$

$$V_4 = S_4 \times 56 = 18032 \text{ m}^3$$

- Le volume total déblayé :

$$V_D = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

$$V_D = 80838,29 \text{ m}^3$$

### V.7) Calcul du remblayage:

Le volume du remblai est le même que celui du déblai moins celui de la station :

$$V_R = V_D - (48 \times 18 \times 16)$$

$$V_R = 67014,29 \text{ m}^3$$



## V.8) Détermination des coûts:

### V.8.1) Palplanches:

- arrachage :

$$C_1 = P_P \times 2,2 \text{ D.A} / \text{kg} = 934.065 \text{ D.A}$$

- battage :

$$C_2 = h \times 475 \text{ D.A} / \text{ml} = 3.562.500 \text{ D.A}$$

- fourniture :

$$C_3 = P \times 13,25 = 3.716.625 \text{ D.A}$$

d'où les coûts des palplanches :

$$C_P = C_1 + C_2 + C_3 = 8.213.190 \text{ D.A}$$

### V.8.2) Bétonnage:

Le prix de  $1 \text{ m}^3$  de bétonnage s'élève à  $2.245,40 \text{ D.A/m}^3$

$$C_B = 2.245,40 \times V = 10.739.883 \text{ D.A}$$

### V.8.3) Coudes et conduites:

2 tuyaux et 2 coudes seront achetés :

$$C_C = 4 \times 45.900 = 183.600 \text{ D.A}$$

### V.8.4) Quantité d'eau à pomper:

$$C_E = 3 \times 30 \times 3.100 = 279.000 \text{ D.A}$$

V.8.5) Gros béton:

$$C_G = V_B \times 1.100 = 44.550 \text{ D.A}$$

V.8.6) Déblayage:

$$C_D = V_D \times 87,51 = 7.074.159 \text{ D.A}$$

V.8.7) Remblayage:

$$C_R = V_R \times 71 = 4.758.015 \text{ D.A}$$

D'où le coût total s'élève à :

$$C_T = 31.292.396 \text{ D.A}$$

avec un actualisation des prix à 40% :

$$C_T = 43.809.355 \text{ D.A}$$

Résumé : *Tableau V.1.*

DESIGNATION DES TRAVAUX		UNITES	QUANTITES	P.U (D.A)	PRIX (D.A)
EXCAVATION	Déblayage	m3	80 838.29	87.51	7 074 159
	Remblayage	m3	67 014.29	71.00	4 758 015
PALPLANCHES	Fourniture	kg	280 500.00	13.25	3 716 625
	Battage	m	7 500.00	475.00	3 562 500
	Arrachage	kg	420 750.00	2.22	934 065
BETON	Bétonnage, coffrage, ferraillage	m3	4 783.06	2 245.40	10 739 883
	Gros béton	m3	40.50	1 100.00	44 550
EAU A POMPER		jour	90.00	3 100.00	279 000
COUDES ET CONDUITES			4.00	45 900.00	183 600
PRIX TOTAL					31 292 396

Avec une actualisation de 40% le prix total est de :

43 809 355

---

# CONCLUSION

---

## CONCLUSION

L'étude de la déviation de la conduite d'amenée d'eau et de l'enceinte étanche, étayée par un calcul des pertes de charges et l'étude de la stabilité des palplanches nous a conduit à une valeur faible de la longueur de déviation par rapport à la longueur totale de la conduite et à des résultats qui nous permettront d'utiliser les palplanches du type Larssen IV disponible sur le chantier.

De l'étude de la station de pompage, il ressort qu'un traitement particulier doit être réservé aux parois et aux joints de reprises, auxquels nous avons jugé utile de confectionner des bétons à l'aide du ciment prise mer, un hydrofuge de masse incorporé au béton.

Ainsi, nous estimons que d'un point de vue coût de réalisation, la variante proposée, déviation de la conduite Est, nous conduit à des résultats meilleurs que ceux de la variante proposant l'installation d'une nouvelle conduite d'amenée d'eau de mer.

Néanmoins, nous devons être très prudents vis-à-vis des résultats trouvés dans l'étude de la déviation; les calculs étant faits à base des débits approximatifs et des valeurs de rugosités théoriques, alors que ces données pourraient être, en réalité, bien différents.

# BIBLIOGRAPHIE

---

## BIBLIOGRAPHIE

- CAQUOT & KERISEL "*Tables de poussées et butées*"  
Edition bilingue anglais-français Gaudes-Vivars - Paris (1973).
  - M. CARLIER "*Hydraulique générale*"  
Editions EYROLLES-Paris (1980).
  - P. CHARON "*Calcul des ouvrages suivant les règles BAEL 83*"  
3ème Edition EYROLLES revue et mise à jour (1986).
  - R. COMOLET "*Mécanique expérimentale des fluides*"  
Tome 1: Statique et dynamique des fluides.  
3ème Edition MASSON revue et corrigée (1975).
  - A. GUERRIN & RC. LAVAUUR "*Traité de béton armé Réservoirs, Châteaux d'eau, Piscine*"  
Editions DUNOD-Paris.
  - IDEL'SICK "*Mémento des pertes de charge*"  
Editions EYROLLES-Paris (1969).
  - LEONARDS "*Fondations*"  
Edition DUNOD-PARIS (1968).
  - R. OUZIAUX "*Mécanique des fluides appliquées*"  
3ème édition DUNOD-PARIS (1978).
  - J. PERCHAT "*Calcul du B.A. selon BAEL 80*"  
Editions EYROLLES (1972).
  - G. PHILLIPONAT "*Fondation et ouvrages en terre*"  
Editions EYROLLES (1969)
  - G. SANGLERAT & J. COSTET "*Calcul des ouvrages*" T.2  
2ème édition DUNOD-PARIS (1975).
-

# ANNEXES

# ANNEXE-A-

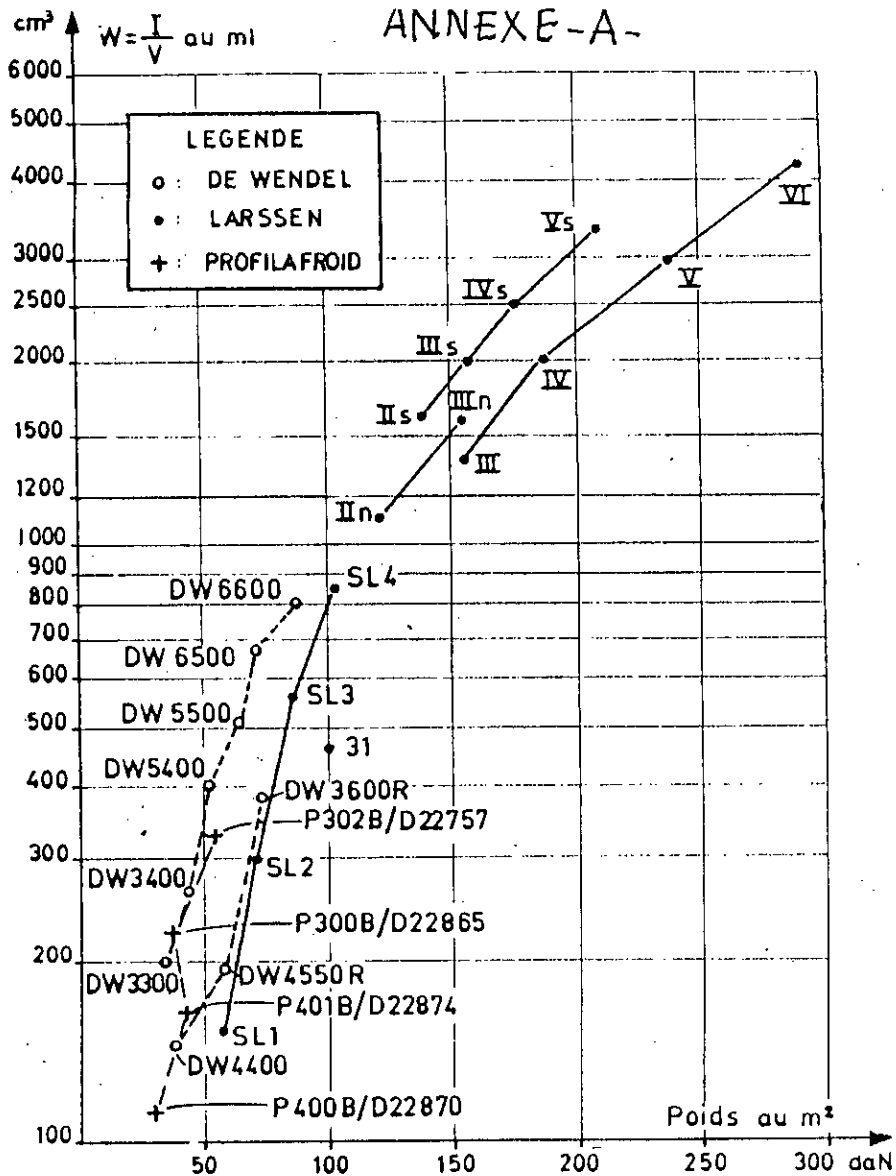


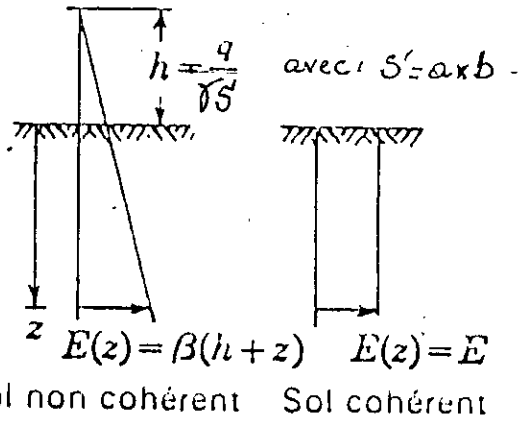
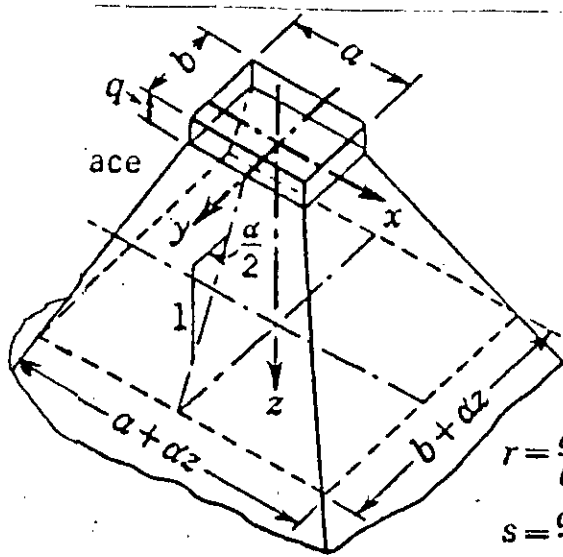
Fig A1 - Caractéristiques mécaniques. Poids au m<sup>2</sup> de rideau et module de résistance au ml de rideau.



- H hauteur
- I moment quadratique par rapport à xx'
- $\frac{2I}{H}$  module de résistance

Fig A 2 - Caractéristiques d'une palplanche.





$$r = \frac{a}{b}$$

$$s = \frac{ah}{b}$$

$$\beta' = \frac{\beta}{2(1+\mu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

Sol cohérent

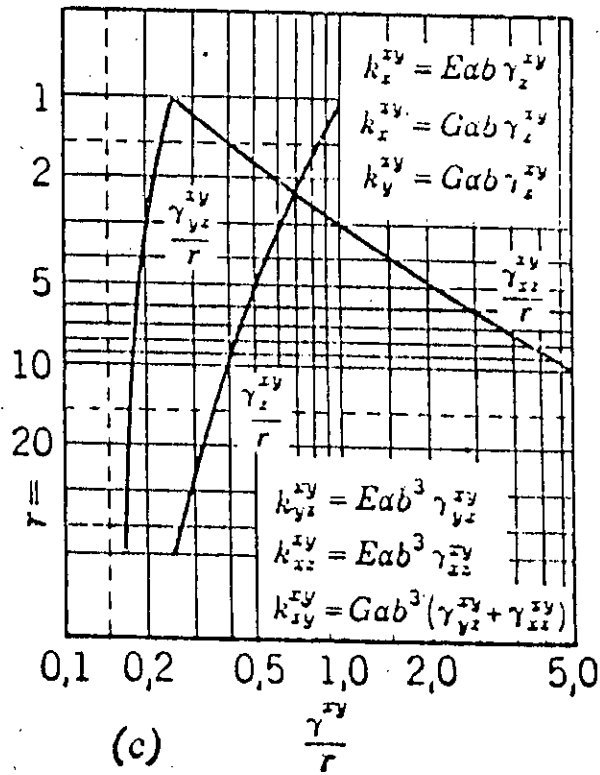


FIG A3 — Constante de ressort du sol équivalent pour des surfaces de contact horizontales (d'après Pauw).

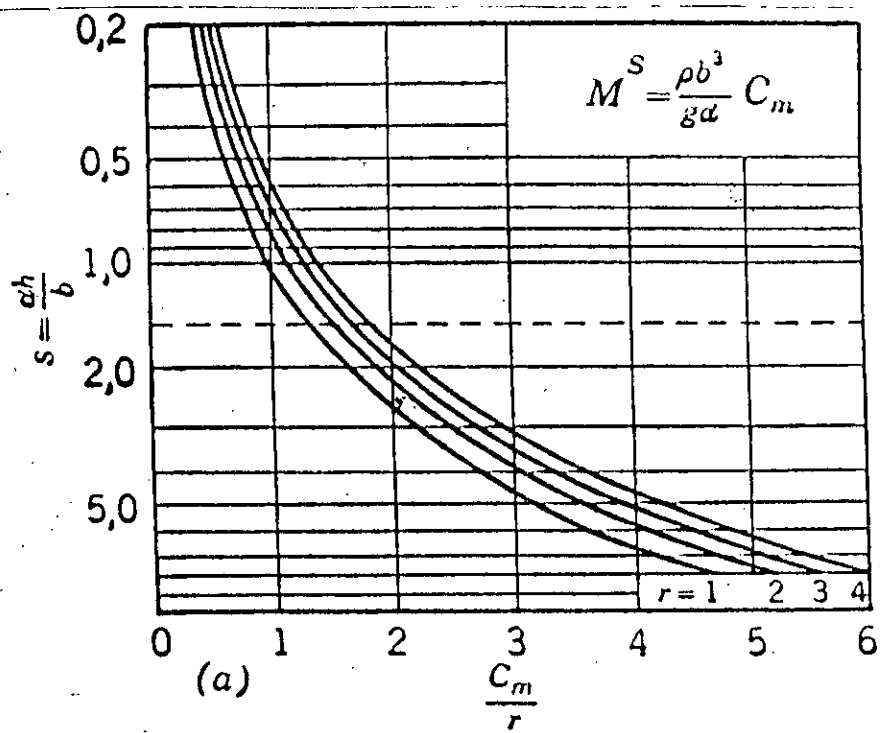


Fig 14 — Facteurs de masse apparente pour des surfaces de contact horizontales (d'après Pauw).

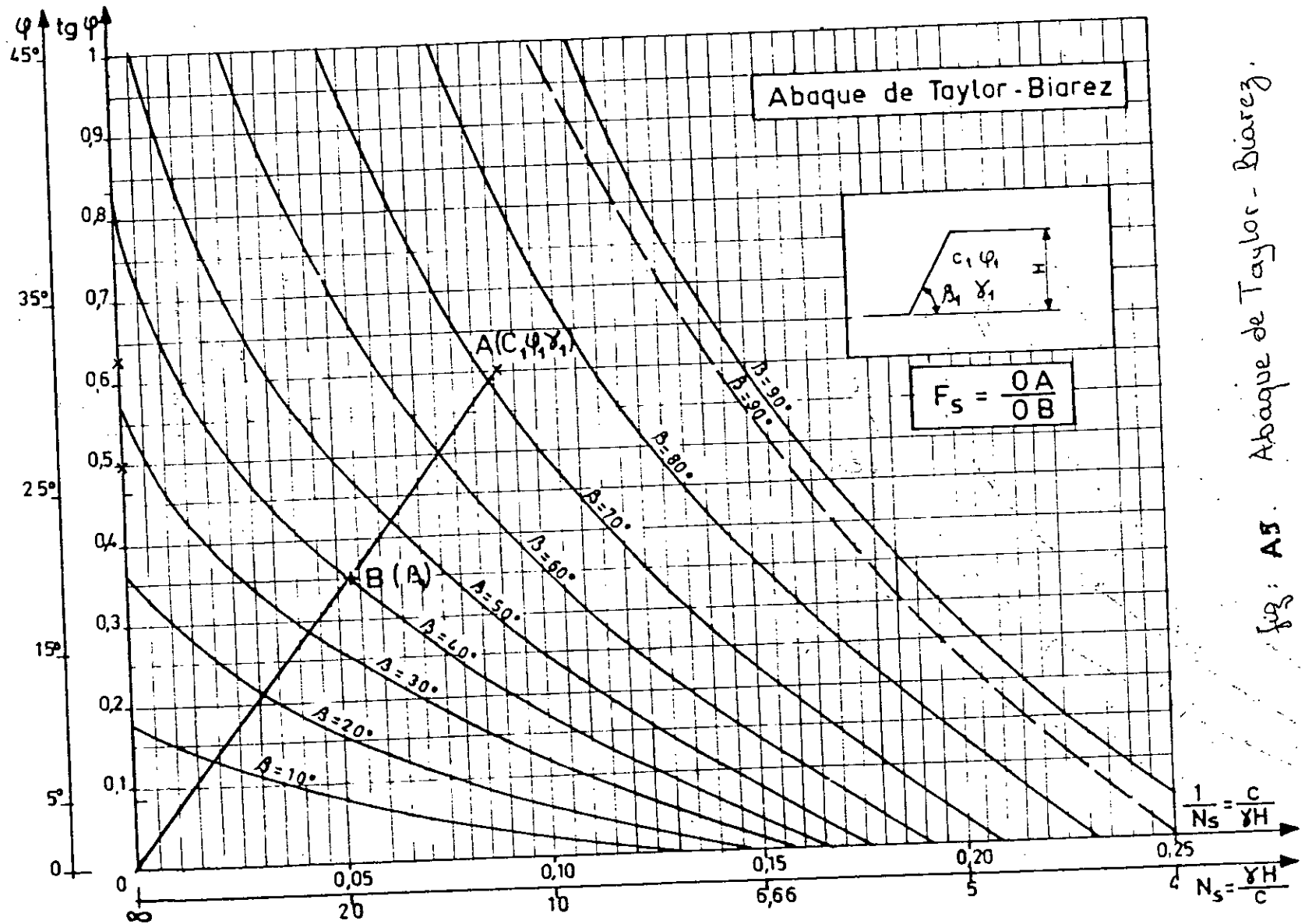
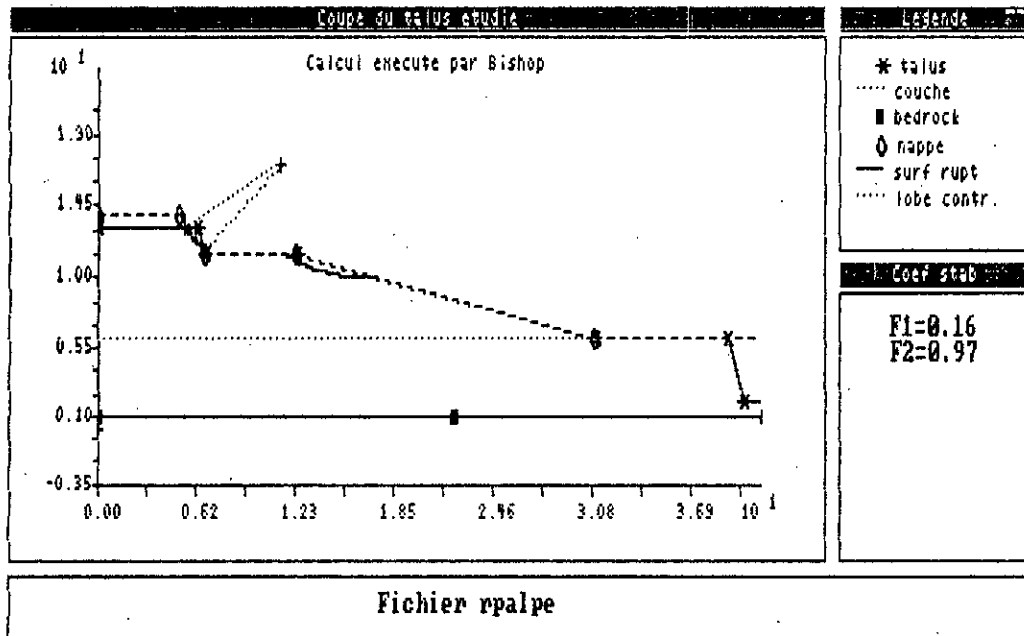
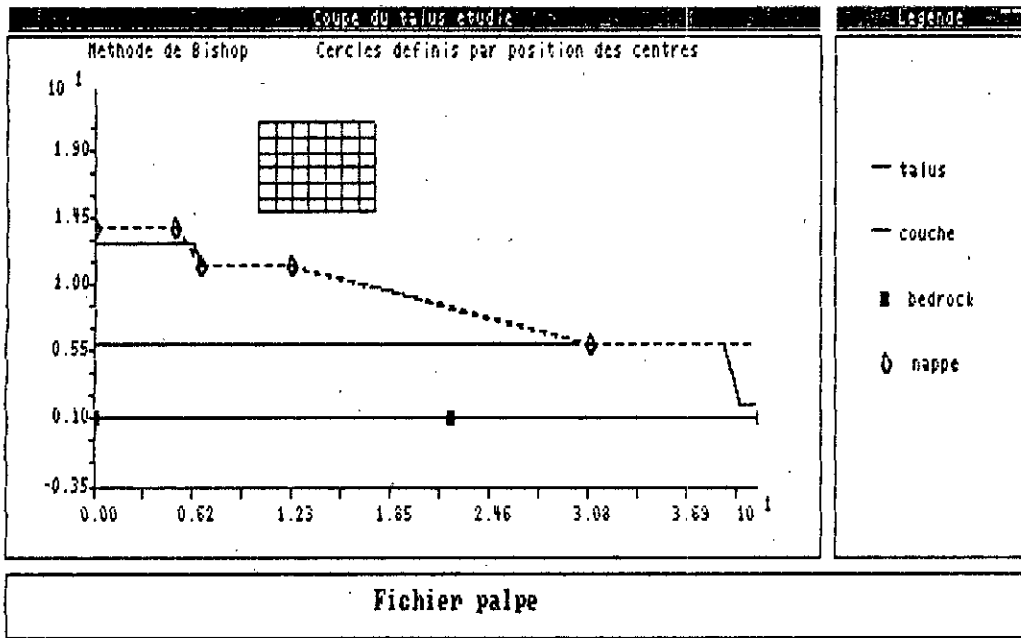


fig: A5. Abaque de Taylor - Biaresz.

# ANNEXE - B -

## Resultats et Dessins des calculs sur "NIXES et TROLLIS"



Talus dans la zone centre

RAPPEL DES DONNEES

FPALPE

Les 9 points sont devenus 10

\* Le toit de la couche 1 est form de 4 segments reliant les points:

X	Y
.00	13.00
6.00	13.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00

\* Le toit de la couche 2 est form de 4 segments reliant les points:

X	Y
.00	6.00
30.00	6.00
38.00	6.00
39.00	2.00
43.00	2.00

\* Le substratum est introduit par 2 points

Xbed	Ybed
.00	1.00
43.00	1.00

\* La surface du talus est dfinie par 8 points:

Xtal	Ytal
.00	13.00
6.00	13.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00
38.00	6.00
39.00	2.00
43.00	2.00

\* Les couches sont caractrisées par:

Numro	Densit(kN/m <sup>3</sup> )	Cohsion(kPa)	Angle PHI(x)	L tranche(m)
1	18.500	.000	32.000	1.000
2	21.200	12.500	37.000	1.000

Xnap	Ynap
.00	14.00
5.00	14.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00

1010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	15.0						
	1	8.000					1.871	89.37
			2	5.000	3.321	14.23		
1020	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	16.0						
	3	9.000					1.754	96.12
			4	6.000	2.117	16.86		
1030	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	17.0						
	5	10.00					1.699	102.4
			6	7.000	1.746	19.13		
1040	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	18.0						
	7	11.00					1.682	108.2
			8	8.000	1.565	21.21		
1050	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	19.0						
	9	9.000					1.444	23.14
1060	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	20.0						
	10	10.00					1.382	24.93
1070	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	21.0						
	11	11.00					1.326	26.59
2010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	11.0	15.0						
	12	11.00					3.096	209.1
	13	8.000					1.850	83.83
			14	5.000	4.864	12.32		
2020	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	11.0	16.0						
	15	9.000					1.752	90.41
			16	6.000	.4372	.1261		
2030	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	11.0	17.0						
	17	10.00					1.676	96.49
			18	7.000	.1637	1.042		
2040	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	11.0	18.0						
	19	11.00					1.625	102.0
			20	8.000	2.010	17.25		

2050	XCENTRE	YCENTRE				
	11.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			21	12.00	1.586	107.3
		22	9.000	1.717	19.09	
2060	XCENTRE	YCENTRE				
	11.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			23	13.00	1.559	112.3
		24	10.00	1.565	20.80	
2070	XCENTRE	YCENTRE				
	11.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			25	11.00	1.458	22.42
3010	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			26	11.00	2.985	201.5
		27	8.000	1.806	77.90	
		28	5.000	2.790	11.06	
3020	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			29	12.00	2.863	212.6
		30	9.000	1.719	84.36	
		31	6.000	2.831	11.99	
3030	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			32	10.00	1.641	90.16
		33	7.000	2.867	12.82	
3040	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			34	11.00	1.589	95.61
		35	8.000	.5590	.1158	
3050	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			36	12.00	1.544	100.7
		37	9.000	.3423	.7158	
3060	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			38	13.00	1.504	105.6
		39	10.00	.1877	1.540	
3070	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			40	14.00	1.480	110.2
		41	11.00	1.719	17.93	
4010	XCENTRE	YCENTRE				
	13.0	15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)

			42	11.00	2.891	193.4
			43	8.000	1.864	71.59
			44	5.000	1.829	9.422
4020	XCENTRE 13.0	YCENTRE 16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			45	12.00	2.753	204.3
			46	9.000	1.684	77.73
			47	6.000	1.920	10.27
4030	XCENTRE 13.0	YCENTRE 17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			48	13.00	2.686	214.5
			49	10.00	1.592	83.56
			50	7.000	1.998	11.03
4040	XCENTRE 13.0	YCENTRE 18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			51	11.00	1.556	88.82
			52	8.000	2.070	11.72
4050	XCENTRE 13.0	YCENTRE 19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			53	12.00	1.513	93.78
			54	9.000	2.135	12.36
4060	XCENTRE 13.0	YCENTRE 20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			55	13.00	1.469	98.49
			56	10.00	.6498	.3117E-01
4070	XCENTRE 13.0	YCENTRE 21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			57	14.00	1.439	103.0
			58	11.00	.6143	.3637
5010	XCENTRE 14.0	YCENTRE 15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			59	14.00	3.164	363.0
			60	11.00	2.789	184.9
			61	8.000	1.882	65.73
			62	5.000	1.305	7.435
5020	XCENTRE 14.0	YCENTRE 16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			63	12.00	2.659	195.6
			64	9.000	1.733	70.87
			65	6.000	1.398	8.218
5030	XCENTRE 14.0	YCENTRE 17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			66	13.00	2.588	205.6
			67	10.00	1.586	76.34
			68	7.000	1.479	8.925



	XCENTRE	YCENTRE		RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
5040	14.0	18.0	NUMERO			
			69	14.00	2.562	215.0
			70	11.00	1.514	81.63
			71	8.000	1.554	9.574
5050	14.0	19.0	NUMERO			POIDS(tonnes)
			72	15.00	2.497	223.8
			73	12.00	1.472	86.45
			74	9.000	1.622	10.18
5060	14.0	20.0	NUMERO			POIDS(tonnes)
			75	13.00	1.447	91.03
			76	10.00	1.687	10.74
5070	14.0	21.0	NUMERO			POIDS(tonnes)
			77	14.00	1.420	95.39
			78	11.00	1.750	11.28
6010	15.0	15.0	NUMERO			POIDS(tonnes)
			79	14.00	3.082	352.2
			80	11.00	2.753	175.9
			81	8.000	1.596	61.28
			82	5.000	.9932	5.132
6020	15.0	16.0	NUMERO			POIDS(tonnes)
			83	15.00	2.992	368.1
			84	12.00	2.602	186.4
			85	9.000	1.633	65.25
			86	6.000	1.068	5.872
6030	15.0	17.0	NUMERO			POIDS(tonnes)
			87	13.00	2.529	196.2
			88	10.00	.3480	.1788
			89	7.000	1.137	6.545
6040	15.0	18.0	NUMERO			POIDS(tonnes)
			90	14.00	2.482	205.4
			91	11.00	1.532	73.89
			92	8.000	1.202	7.165
6050	15.0	19.0	NUMERO			POIDS(tonnes)
			93	15.00	2.412	214.2
			94	12.00	1.449	78.64
			95	9.000	1.275	7.744
6060	15.0	20.0	NUMERO			POIDS(tonnes)

96	16.00	2.389	222.5
97	13.00	1.419	83.21
98	10.00	1.335	8.288

6070	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	15.0	21.0	99	14.00	1.383	87.45
			100	11.00	1.394	8.804

7010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	15.0	101	14.00	2.986	341.1
			102	11.00	2.748	166.5
			103	8.000	1.380	56.42

7020	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	16.0	104	15.00	2.903	356.5
			105	12.00	2.554	176.7
			106	9.000	1.413	60.24

7030	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	17.0	107	16.00	2.815	371.1
			108	13.00	2.458	186.4
			109	10.00	1.453	63.79
			110	7.000	.9283	3.937

7040	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	18.0	111	14.00	2.365	195.5
			112	11.00	1.491	67.10
			113	8.000	.9710	4.542

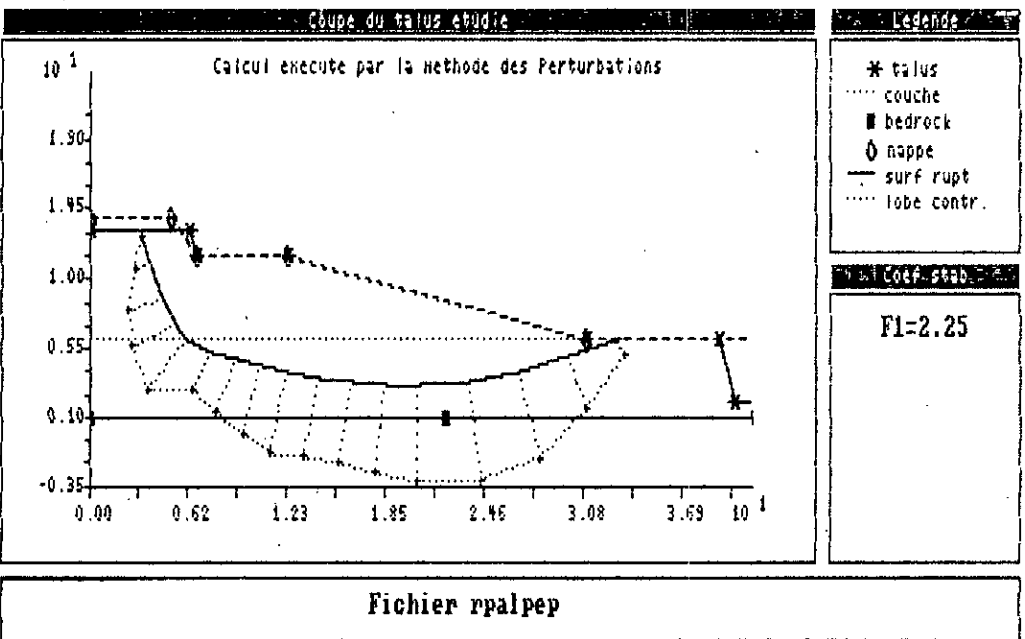
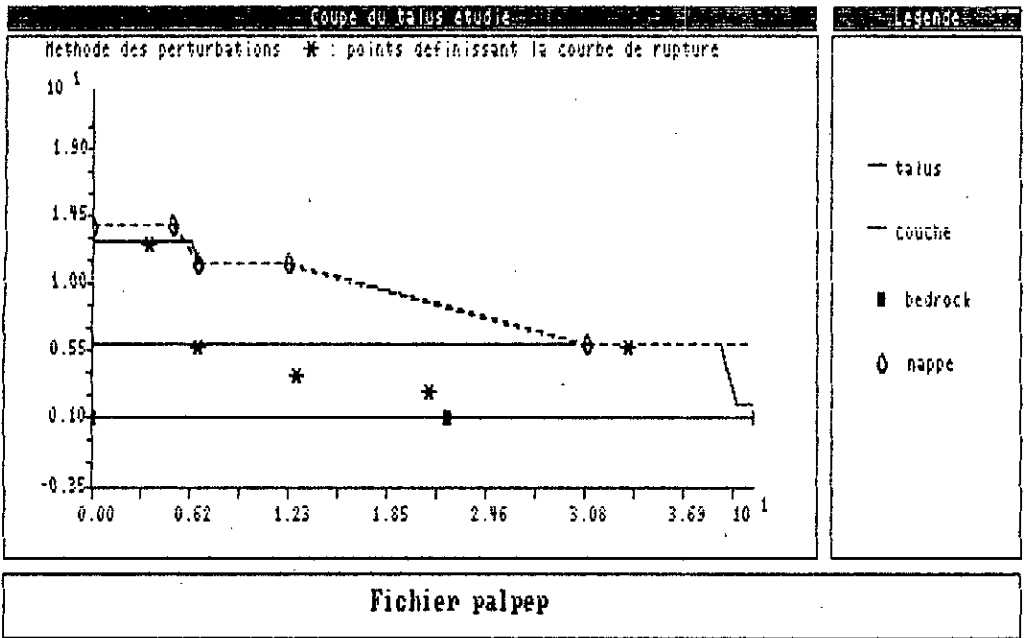
7050	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	19.0	114	15.00	2.376	204.1
			115	12.00	.4385	.4888
			116	9.000	1.019	5.109

7060	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	20.0	117	16.00	2.351	212.3
			118	13.00	1.424	74.87
			119	10.00	1.069	5.644

7070	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	21.0	120	17.00	2.326	220.1
			121	14.00	1.371	79.05
			122	11.00	1.121	6.150

8010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	17.0	15.0	123	14.00	2.897	329.5
			124	11.00	2.722	157.3

			125	8.000	1.214	51.14
8020	XCENTRE 17.0	YCENTRE 16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			126	15.00	2.808	344.7
			127	12.00	2.558	166.6
			128	9.000	1.244	54.83
8030	XCENTRE 17.0	YCENTRE 17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			129	16.00	2.761	359.3
			130	13.00	2.472	176.0
			131	10.00	1.281	58.26
8040	XCENTRE 17.0	YCENTRE 18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			132	17.00	2.704	373.1
			133	14.00	2.360	184.9
			134	11.00	1.316	61.47
8050	XCENTRE 17.0	YCENTRE 19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			135	18.00	2.676	385.9
			136	15.00	2.315	193.4
			137	12.00	1.352	64.49
8060	XCENTRE 17.0	YCENTRE 20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			138	16.00	2.286	201.4
			139	13.00	1.390	67.36
			140	10.00	.8979	2.884
8070	XCENTRE 17.0	YCENTRE 21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			141	17.00	2.271	209.4
			142	14.00	.3979	.5488
			143	11.00	.9297	3.389



RAPPEL DES DONNEES

FPALPEP

Les 9 points sont devenus 10

\* Le toit de la couche 1 est form de 4 segments reliant les points:

X	Y
.00	13.00
6.00	13.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00

\* Le toit de la couche 2 est form de 4 segments reliant les points:

X	Y
.00	6.00
30.00	6.00
38.00	6.00
39.00	2.00
43.00	2.00

\* Le substratum est introduit par 2 points

Xbed	Ybed
.00	1.00
43.00	1.00

\* La surface du talus est dfinie par 8 points:

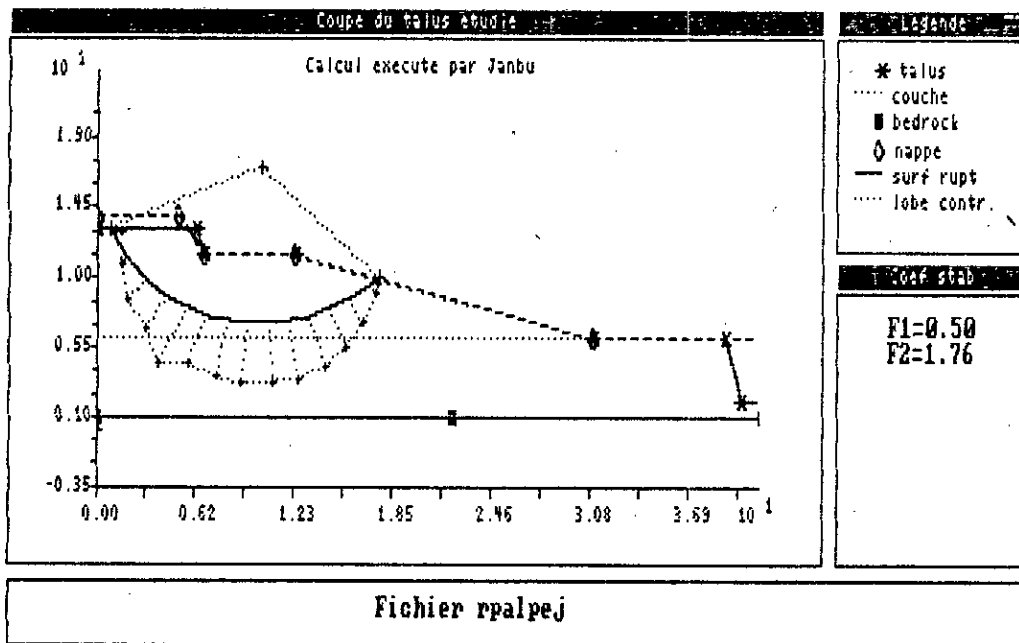
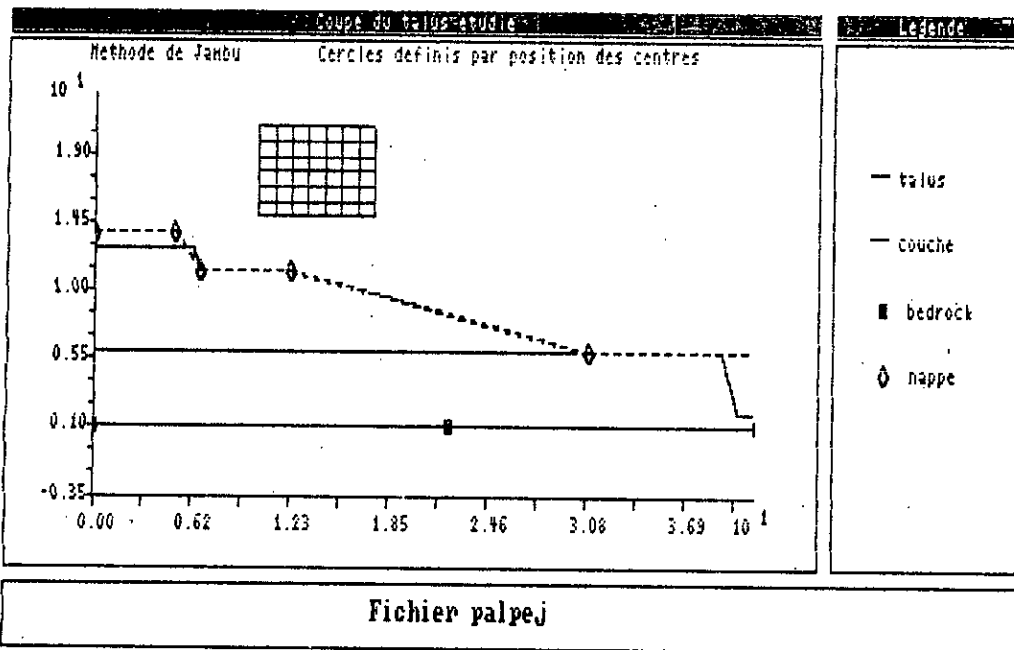
Xtal	Ytal
.00	13.00
6.00	13.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00
38.00	6.00
39.00	2.00
43.00	2.00

\* Les couches sont caractrisées par:

Numro	Densit(kN/m <sup>3</sup> )	Cohsion(kPa)	Angle PHI(x)	L tranche(m)
1	18.500	.000	32.000	1.000
2	21.200	12.500	37.000	1.000

Xnap	Ynap
.00	14.00
5.00	14.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00

\*\*Mthode des perturbations: Courbe 1  
\*Coefficient de scurit: 2.25  
\*Lamba : 1.03  
\*Mu : .05  
\*Poids des terres : 280.11



RAPPEL DES DONNEES

FPALPEJ

Les 9 points sont devenus 10

\* Le toit de la couche 1 est form de 4 segments reliant les points:

X	Y
.00	13.00
6.00	13.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00

\* Le toit de la couche 2 est form de 4 segments reliant les points:

X	Y
.00	6.00
30.00	6.00
38.00	6.00
39.00	2.00
43.00	2.00

\* Le substratum est introduit par 2 points

Xbed	Ybed
.00	1.00
43.00	1.00

\* La surface du talus est dfinie par 8 points:

Xtal	Ytal
.00	13.00
6.00	13.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00
38.00	6.00
39.00	2.00
43.00	2.00

\* Les couches sont caractrises par:

Numro	Densit(kN/m <sup>3</sup> )	Cohsion(kPa)	Angle PHI(x)	L tranche(m)
1	18.500	.000	32.000	1.000
2	21.200	12.500	37.000	1.000

Xnap	Ynap
.00	14.00
5.00	14.00
6.50	11.50
12.00	11.50
30.00	6.00



1010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	15.0						
	1	8.000					1.828	89.37
			2	5.000	2.923	14.23		
1020	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	16.0						
	3	9.000					1.785	96.12
			4	6.000	1.809	16.86		
1030	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	17.0						
	5	10.00					1.758	102.4
			6	7.000	1.544	19.13		
1040	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	18.0						
	7	11.00					1.746	108.2
			8	8.000	1.399	21.21		
1050	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	19.0						
	9	9.000					1.319	23.14
1060	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	20.0						
	10	10.00					1.274	24.93
1070	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	10.0	21.0						
	11	11.00					1.247	26.59
2010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	11.0	15.0						
	12	11.00					2.882	209.1
	13	8.000					1.772	83.83
			14	5.000	4.774	12.32		
2020	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	11.0	16.0						
	15	9.000					1.711	90.41
			16	6.000	.5471	.1261		
2030	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	11.0	17.0						
	17	10.00					1.673	96.49
			18	7.000	.2604	1.042		
2040	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)		
	11.0	18.0						
	19	11.00					1.653	102.0
			20	8.000	1.797	17.25		

2050	XCENTRE	YCENTRE				
	11.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			21	12.00	1.639	107.3
		22	9.000	1.521	19.09	
2060	XCENTRE	YCENTRE				
	11.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			23	13.00	1.582	112.3
		24	10.00	1.432	20.80	
2070	XCENTRE	YCENTRE				
	11.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			25	11.00	1.343	22.42
3010	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			26	11.00	2.725	201.5
		27	8.000	1.721	77.90	
		28	5.000	2.781	11.06	
3020	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			29	12.00	2.693	212.6
		30	9.000	1.612	84.36	
		31	6.000	2.817	11.99	
3030	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			32	10.00	1.557	90.16
		33	7.000	2.860	12.82	
3040	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			34	11.00	1.527	95.61
		35	8.000	.6122	.1158	
3050	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			36	12.00	1.505	100.7
		37	9.000	.4176	.7158	
3060	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			38	13.00	1.493	105.6
		39	10.00	.1380	1.540	
3070	XCENTRE	YCENTRE				
	12.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			40	14.00	1.488	110.2
		41	11.00	1.555	17.93	
4010	XCENTRE	YCENTRE				
	13.0	15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)

			42	11.00	2.632	193.4
			43	8.000	1.908	71.59
			44	5.000	1.854	9.422
4020	XCENTRE 13.0	YCENTRE 16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			45	12.00	2.569	204.3
			46	9.000	1.641	77.73
			47	6.000	1.935	10.27
4030	XCENTRE 13.0	YCENTRE 17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			48	13.00	2.501	214.5
			49	10.00	1.529	83.56
			50	7.000	2.013	11.03
4040	XCENTRE 13.0	YCENTRE 18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			51	11.00	1.475	88.82
			52	8.000	2.086	11.72
4050	XCENTRE 13.0	YCENTRE 19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			53	12.00	1.444	93.78
			54	9.000	2.156	12.36
4060	XCENTRE 13.0	YCENTRE 20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			55	13.00	1.427	98.49
			56	10.00	.7199	.3117E-01
4070	XCENTRE 13.0	YCENTRE 21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			57	14.00	1.417	103.0
			58	11.00	.6605	.3637
5010	XCENTRE 14.0	YCENTRE 15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			59	14.00	2.998	363.0
			60	11.00	2.491	184.9
			61	8.000	2.004	65.73
			62	5.000	1.341	7.435
5020	XCENTRE 14.0	YCENTRE 16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			63	12.00	2.416	195.6
			64	9.000	1.830	70.87
			65	6.000	1.421	8.218
5030	XCENTRE 14.0	YCENTRE 17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			66	13.00	2.390	205.6
			67	10.00	1.597	76.34
			68	7.000	1.499	8.925

5040	XCENTRE	YCENTRE				
	14.0	18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			69	14.00	2.412	215.0
			70	11.00	1.479	81.63
		71	8.000	1.574	9.574	
5050	XCENTRE	YCENTRE				
	14.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			72	15.00	2.379	223.8
			73	12.00	1.417	86.45
		74	9.000	1.645	10.18	
5060	XCENTRE	YCENTRE				
	14.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			75	13.00	1.384	91.03
		76	10.00	1.713	10.74	
5070	XCENTRE	YCENTRE				
	14.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			77	14.00	1.364	95.39
		78	11.00	1.779	11.28	
6010	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			79	14.00	2.915	352.2
			80	11.00	2.497	175.9
			81	8.000	1.708	61.28
		82	5.000	1.049	5.132	
6020	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			83	15.00	2.832	368.1
			84	12.00	2.388	186.4
			85	9.000	1.727	65.25
		86	6.000	1.106	5.872	
6030	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			87	13.00	2.344	196.2
			88	10.00	.4729	.1788
		89	7.000	1.168	6.545	
6040	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			90	14.00	2.319	205.4
			91	11.00	1.586	73.89
		92	8.000	1.233	7.165	
6050	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			93	15.00	2.282	214.2
			94	12.00	1.454	78.64
		95	9.000	1.296	7.744	
6060	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)

			96	16.00	2.281	222.5
			97	13.00	1.383	83.21
			98	10.00	1.359	8.288
6070	XCENTRE 15.0	YCENTRE 21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			99	14.00	1.341	87.45
			100	11.00	1.420	8.804
7010	XCENTRE 16.0	YCENTRE 15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			101	14.00	2.765	341.1
			102	11.00	2.608	166.5
			103	8.000	1.485	56.42
7020	XCENTRE 16.0	YCENTRE 16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			104	15.00	2.723	356.5
			105	12.00	2.387	176.7
			106	9.000	1.506	60.24
7030	XCENTRE 16.0	YCENTRE 17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			107	16.00	2.669	371.1
			108	13.00	2.306	186.4
			109	10.00	1.531	63.79
			110	7.000	.9680	3.937
7040	XCENTRE 16.0	YCENTRE 18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			111	14.00	2.234	195.5
			112	11.00	1.558	67.10
			113	8.000	1.007	4.542
7050	XCENTRE 16.0	YCENTRE 19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			114	15.00	2.247	204.1
			115	12.00	.5475	.4888
			116	9.000	1.054	5.109
7060	XCENTRE 16.0	YCENTRE 20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			117	16.00	2.234	212.3
			118	13.00	1.456	74.87
			119	10.00	1.105	5.644
7070	XCENTRE 16.0	YCENTRE 21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			120	17.00	2.232	220.1
			121	14.00	1.369	79.05
			122	11.00	1.157	6.150
8010	XCENTRE 17.0	YCENTRE 15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			123	14.00	2.691	329.5
			124	11.00	2.687	157.3
			125	8.000	1.316	51.14

	XCENTRE	YCENTRE				
8020	17.0	16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			126	15.00	2.640	344.7
			127	12.00	2.506	166.6
			128	9.000	1.336	54.83

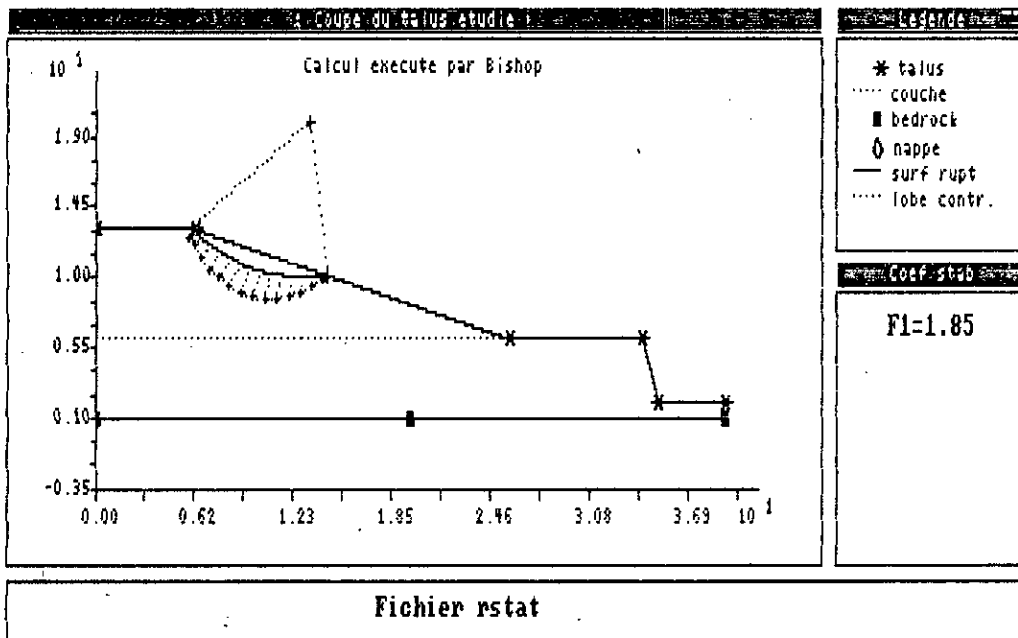
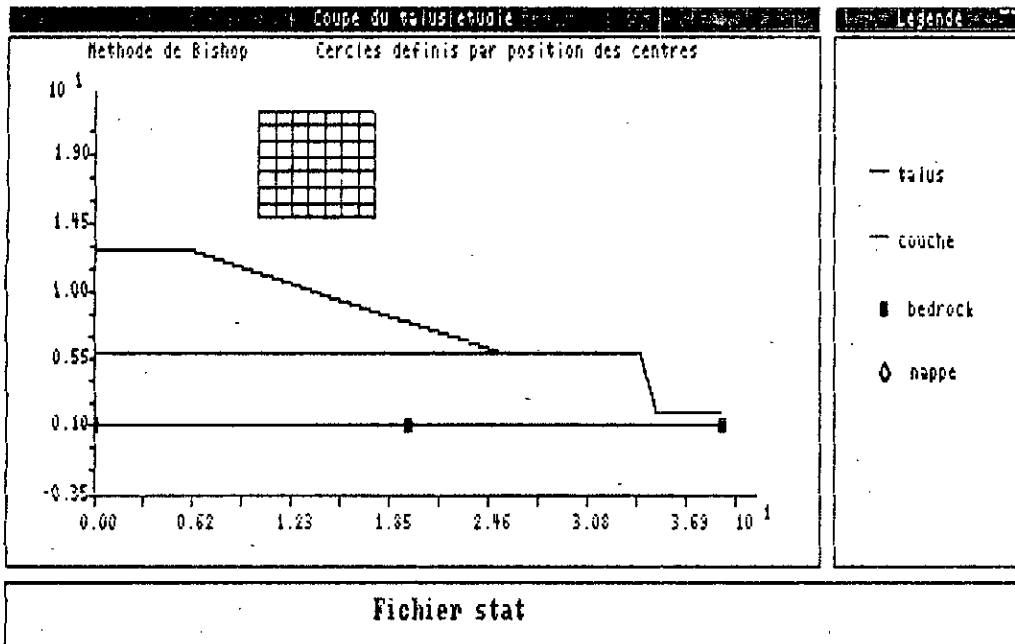
	XCENTRE	YCENTRE				
8030	17.0	17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			129	16.00	2.612	359.3
			130	13.00	2.375	176.0
			131	10.00	1.359	58.26

	XCENTRE	YCENTRE				
8040	17.0	18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			132	17.00	2.590	373.1
			133	14.00	2.256	184.9
			134	11.00	1.385	61.47

	XCENTRE	YCENTRE				
8050	17.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			135	18.00	2.581	385.9
			136	15.00	2.215	193.4
			137	12.00	1.413	64.49

	XCENTRE	YCENTRE				
8060	17.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			138	16.00	2.189	201.4
			139	13.00	1.440	67.36
			140	10.00	.9384	2.884

	XCENTRE	YCENTRE				
8070	17.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			141	17.00	2.172	209.4
			142	14.00	.4983	.5488
			143	11.00	.9691	3.389



Talus dans la zone "Est"

RAPPEL DES DONNEES

FSTAT

Les 7 points sont devenus 8

\* Le toit de la couche 1 est form de 2 segments reliant les points:

X	Y
.00	13.00
6.00	13.00
25.00	6.00

\* Le toit de la couche 2 est form de 4 segments reliant les points:

X	Y
.00	6.00
25.00	6.00
33.00	6.00
34.00	2.00
38.00	2.00

\* Le substratum est introduit par 2 points

Xbed	Ybed
.00	1.00
38.00	1.00

\* La surface du talus est dfinie par 6 points:

Xtal	Ytal
.00	13.00
6.00	13.00
25.00	6.00
33.00	6.00
34.00	2.00
38.00	2.00

\* Les couches sont caractrises par:

Numro	Densit(kN/m3)	Cohsion(kPa)	Angle PHI(x)	L tranche(m)
1	18.500	.000	32.000	1.000
2	21.200	12.500	37.000	1.000

1010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	10.0	15.0	1	8.000	3.534	86.78
			2	5.000	2.372	16.84

1020	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	10.0	16.0	3	9.000	3.477	92.96



			4	6.000	2.377	19.15
1030	XCENTRE 10.0	YCENTRE 17.0	NUMERO 5	RAYON(m) 10.00	F 3.453	POIDS(tonnes) 98.63
			6	7.000	2.420	21.22
1040	XCENTRE 10.0	YCENTRE 18.0	NUMERO 7	RAYON(m) 11.00	F 3.451	POIDS(tonnes) 103.9
			8	8.000	2.477	23.11
1050	XCENTRE 10.0	YCENTRE 19.0	NUMERO 9	RAYON(m) 9.000	F 2.544	POIDS(tonnes) 24.86
1060	XCENTRE 10.0	YCENTRE 20.0	NUMERO 10	RAYON(m) 10.00	F 2.616	POIDS(tonnes) 26.50
1070	XCENTRE 10.0	YCENTRE 21.0	NUMERO 11	RAYON(m) 11.00	F 2.691	POIDS(tonnes) 28.04
1080	XCENTRE 10.0	YCENTRE 22.0	NUMERO 12	RAYON(m) 12.00	F 2.767	POIDS(tonnes) 29.50
2010	XCENTRE 11.0	YCENTRE 15.0	NUMERO 13	RAYON(m) 11.00	F 5.218	POIDS(tonnes) 199.0
			14	8.000	3.146	79.93
2020	XCENTRE 11.0	YCENTRE 16.0	NUMERO 15	RAYON(m) 9.000	F 3.101	POIDS(tonnes) 85.91
			16	6.000	2.112	14.49
2030	XCENTRE 11.0	YCENTRE 17.0	NUMERO 17	RAYON(m) 10.00	F 3.087	POIDS(tonnes) 91.41
			18	7.000	2.115	16.50
2040	XCENTRE 11.0	YCENTRE 18.0	NUMERO 19	RAYON(m) 11.00	F 3.093	POIDS(tonnes) 96.53
			20	8.000	2.151	18.33
2050	XCENTRE 11.0	YCENTRE 19.0	NUMERO 21	RAYON(m) 12.00	F 3.106	POIDS(tonnes) 101.3
			22	9.000	2.205	20.03

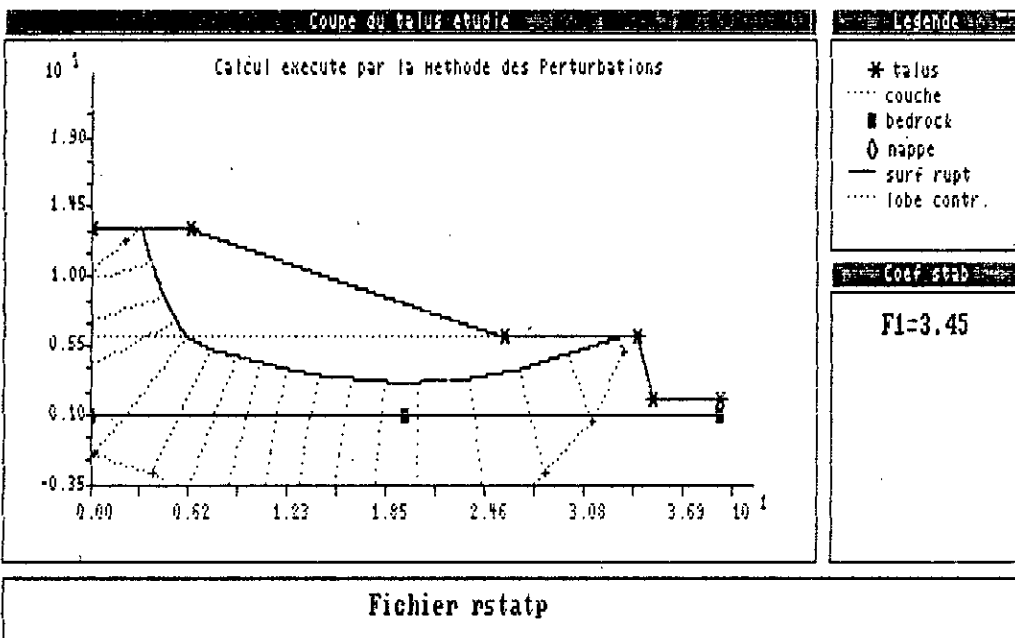
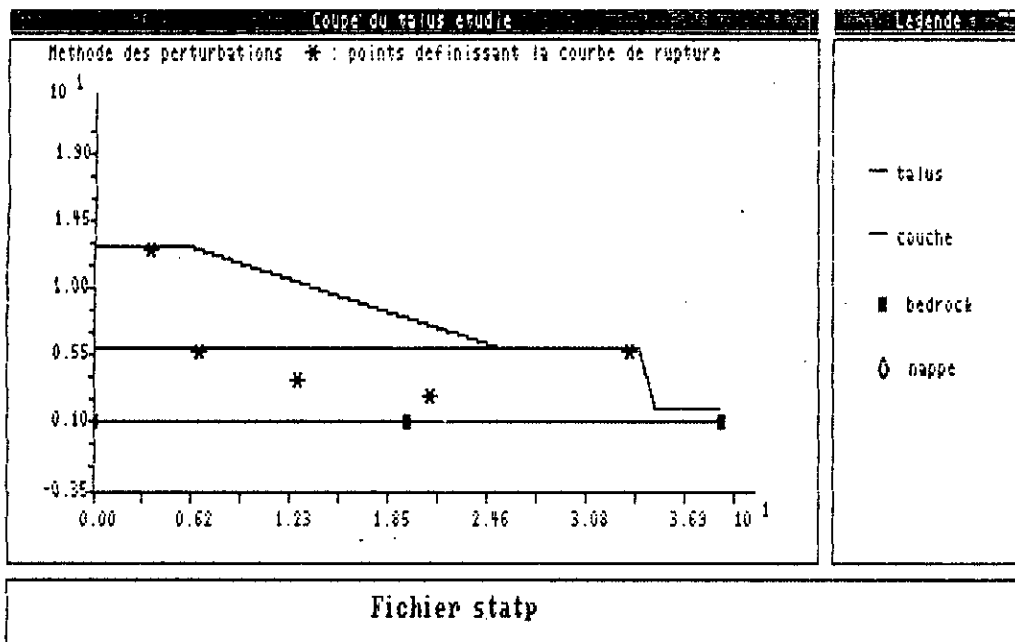
	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
2060	11.0	20.0				
			23	13.00	3.126	105.9
			24	10.00	2.268	21.62
2070	11.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			25	11.00	2.346	23.12
2080	11.0	22.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			26	12.00	2.416	24.55
3010	12.0	15.0				
			NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			27	11.00	4.825	189.6
			28	8.000	2.851	72.58
3020	12.0	16.0				
			NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			29	12.00	4.695	199.9
			30	9.000	2.809	78.39
3030	12.0	17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			31	10.00	2.798	83.75
3040	12.0	18.0				
			NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			32	11.00	2.805	88.73
			33	8.000	1.948	13.24
3050	12.0	19.0				
			NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			34	12.00	2.819	93.41
			35	9.000	1.969	14.91
3060	12.0	20.0				
			NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			36	13.00	2.841	97.84
			37	10.00	2.012	16.47
3070	12.0	21.0				
			NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			38	14.00	2.868	102.0
			39	11.00	2.067	17.95
3080	12.0	22.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			40	12.00	2.127	19.36
4010	13.0	15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			41	11.00	4.435	179.7

			42	8.000	2.638	64.76
4020	XCENTRE 13.0	YCENTRE 16.0	NUMERO 43	RAYON(m) 12.00	F 4.390	POIDS(tonnes) 189.7
			44	9.000	2.585	70.42
4030	XCENTRE 13.0	YCENTRE 17.0	NUMERO 45	RAYON(m) 13.00	F 4.342	POIDS(tonnes) 199.1
			46	10.00	2.570	75.63
4040	XCENTRE 13.0	YCENTRE 18.0	NUMERO 47	RAYON(m) 11.00	F 2.574	POIDS(tonnes) 80.49
4050	XCENTRE 13.0	YCENTRE 19.0	NUMERO 48	RAYON(m) 12.00	F 2.585	POIDS(tonnes) 85.07
4060	XCENTRE 13.0	YCENTRE 20.0	NUMERO 49	RAYON(m) 13.00	F 2.605	POIDS(tonnes) 89.40
			50	10.00	1.849	11.11
4070	XCENTRE 13.0	YCENTRE 21.0	NUMERO 51	RAYON(m) 14.00	F 2.632	POIDS(tonnes) 93.51
			52	11.00	1.871	12.58
4080	XCENTRE 13.0	YCENTRE 22.0	NUMERO 53	RAYON(m) 15.00	F 2.662	POIDS(tonnes) 97.43
			54	12.00	1.912	13.97
5010	XCENTRE 14.0	YCENTRE 15.0	NUMERO 55	RAYON(m) 14.00	F 5.206	POIDS(tonnes) 339.3
			56	11.00	4.191	169.2
5020	XCENTRE 14.0	YCENTRE 16.0	NUMERO 57	RAYON(m) 12.00	F 4.113	POIDS(tonnes) 179.1
			58	9.000	2.426	62.00
5030	XCENTRE 14.0	YCENTRE 17.0	NUMERO 59	RAYON(m) 13.00	F 4.029	POIDS(tonnes) 188.3
			60	10.00	2.395	67.09
5040	XCENTRE 14.0	YCENTRE 18.0	NUMERO 61	RAYON(m) 14.00	F 4.033	POIDS(tonnes) 197.0
			62	11.00	2.391	71.84

5050	XCENTRE	YCENTRE				
	14.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			63	15.00	4.027	205.2
		64	12.00	2.396	76.32	
5060	XCENTRE	YCENTRE				
	14.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			65	13.00	2.412	80.56
5070	XCENTRE	YCENTRE				
	14.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			66	14.00	2.435	84.59
5080	XCENTRE	YCENTRE				
	14.0	22.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			67	15.00	2.462	88.44
6010	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	15.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			68	14.00	4.940	326.3
		69	11.00	3.973	158.3	
6020	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	16.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			70	15.00	4.823	341.1
		71	12.00	3.919	167.9	
6030	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	17.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			72	13.00	3.834	177.0
		73	10.00	2.277	58.15	
6040	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			74	14.00	3.809	185.5
		75	11.00	2.243	62.80	
6050	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			76	15.00	3.801	193.6
		77	12.00	2.236	67.19	
6060	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			78	16.00	3.768	201.4
		79	13.00	2.244	71.35	
6070	XCENTRE	YCENTRE				
	15.0	21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			80	14.00	2.261	75.31
	XCENTRE	YCENTRE				

6080	15.0	22.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			81	15.00	2.283	79.10
7010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	15.0	82	14.00	4.756	313.4
			83	11.00	3.847	146.8
7020	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	16.0	84	15.00	4.652	328.2
			85	12.00	3.749	156.3
7030	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	17.0	86	16.00	4.619	342.3
			87	13.00	3.683	165.2
7040	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	18.0	88	14.00	3.652	173.6
7050	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	19.0	89	15.00	3.605	181.6
			90	12.00	2.130	57.69
7060	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	20.0	91	16.00	3.605	189.2
			92	13.00	2.123	61.80
7070	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	21.0	93	17.00	3.613	196.5
			94	14.00	2.129	65.70
7080	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	16.0	22.0	95	18.00	3.627	203.5
			96	15.00	2.143	69.43
8010	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	17.0	15.0	97	14.00	4.646	300.4
8020	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	17.0	16.0	98	15.00	4.548	315.2
			99	12.00	3.628	144.2
8030	XCENTRE	YCENTRE	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
	17.0	17.0	100	16.00	4.515	329.3

			101	13.00	3.552	153.0
8040	XCENTRE 17.0	YCENTRE 18.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			102	17.00	4.502	342.8
			103	14.00	3.510	161.2
8050	XCENTRE 17.0	YCENTRE 19.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			104	18.00	4.506	355.8
			105	15.00	3.478	169.1
8060	XCENTRE 17.0	YCENTRE 20.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			106	16.00	3.472	176.6
8070	XCENTRE 17.0	YCENTRE 21.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			107	17.00	3.476	183.8
			108	14.00	2.034	55.76
8080	XCENTRE 17.0	YCENTRE 22.0	NUMERO	RAYON(m)	F	POIDS(tonnes)
			109	18.00	3.487	190.7
			110	15.00	2.035	59.46



- Legende**
- talus
  - couche
  - bedrock
  - ◇ nappe

- Legende**
- \* talus
  - ..... couche
  - bedrock
  - ◇ nappe
  - surf rupt
  - ..... lobe contr.

**Coef stab**

**F1=3.45**

RAPPEL DES DONNEES

FSTATP

Les 7 points sont devenus 8

\* Le toit de la couche 1 est form de 2 segments reliant les points:

X	Y
.00	13.00
6.00	13.00
25.00	6.00

\* Le toit de la couche 2 est form de 4 segments reliant les points:

X	Y
.00	6.00
25.00	6.00
33.00	6.00
34.00	2.00
38.00	2.00

\* Le substratum est introduit par 2 points

Xbed	Ybed
.00	1.00
38.00	1.00

\* La surface du talus est dfinie par 6 points:

Xtal	Ytal
.00	13.00
6.00	13.00
25.00	6.00
33.00	6.00
34.00	2.00
38.00	2.00

\* Les couches sont caractrisées par:

Numro	Densit(kN/m <sup>3</sup> )	Cohsion(kPa)	Angle PHI(x)	L tranche(m)
1	18.500	.000	32.000	1.000
2	21.200	12.500	37.000	1.000

\*\*Mthode des perturbations: Courbe 1

\*Coefficient de scurit: 3.45

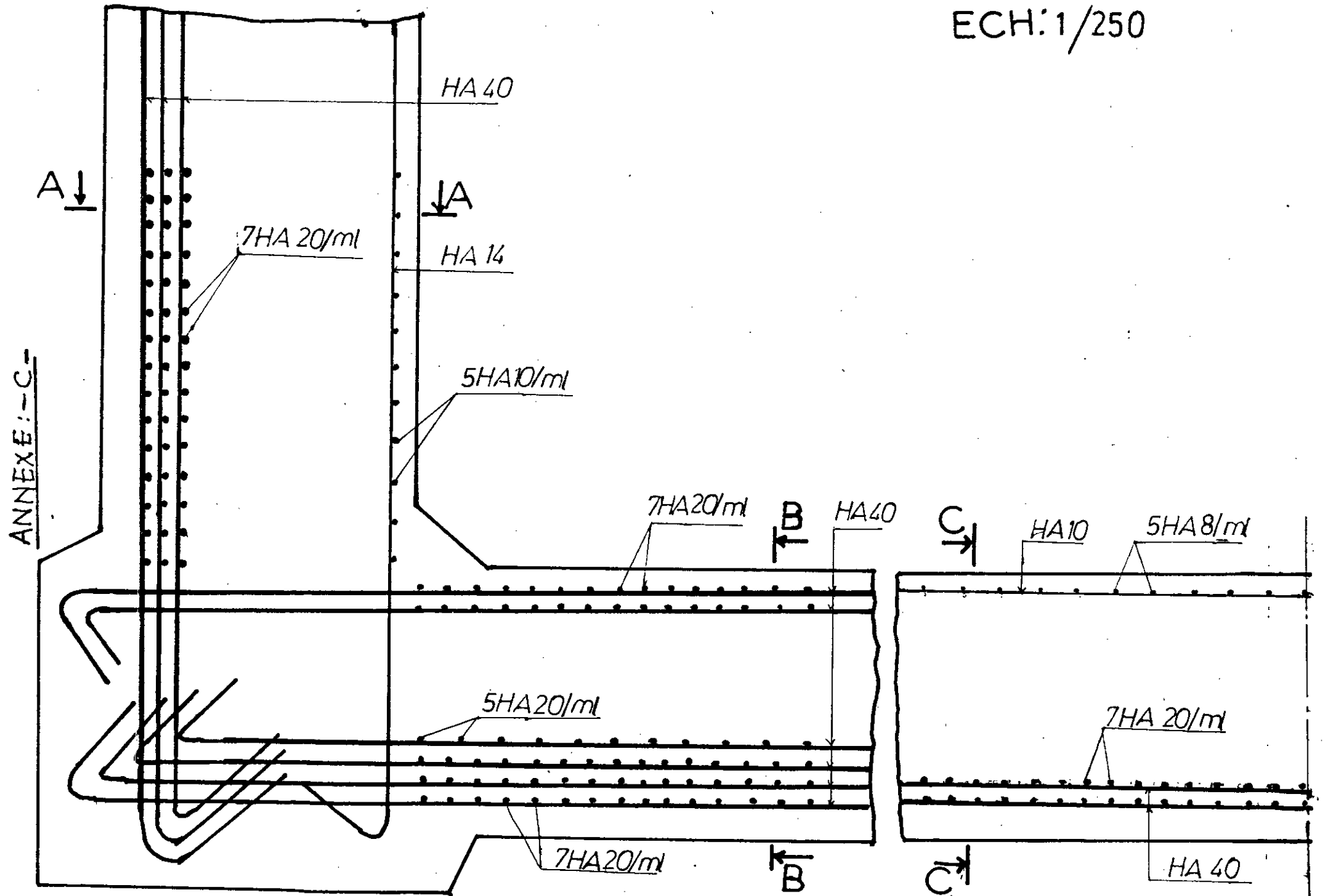
\*Lamba : 1.06

\*Mu : .46

\*Poids des terres : 250.30



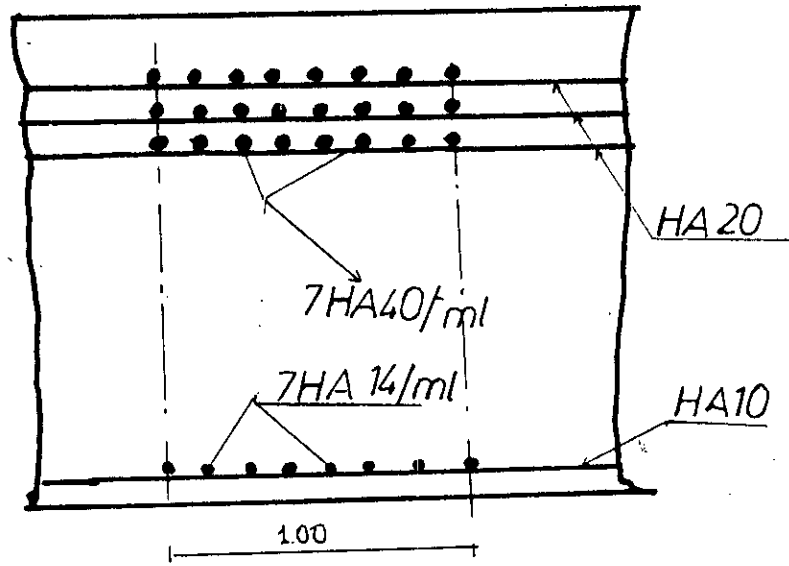
ECH: 1/250



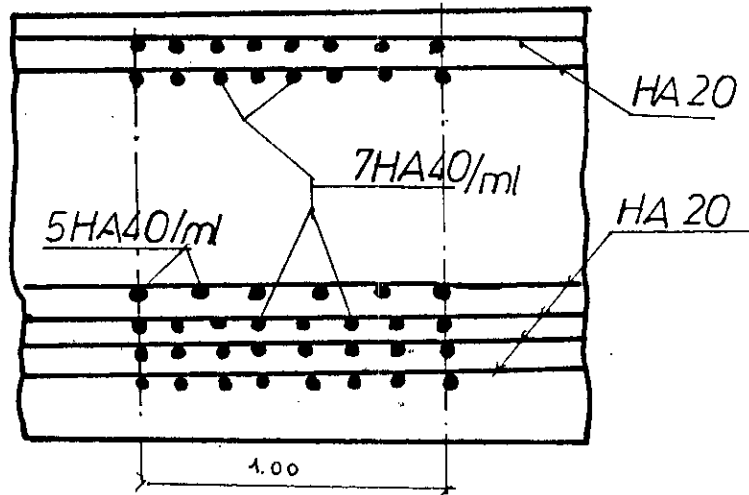
ANNEXE: -C-

SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA STATION

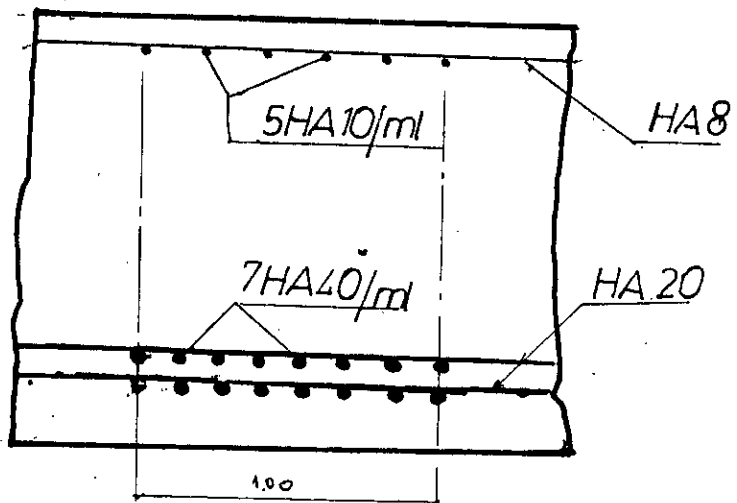
COUPE A-A

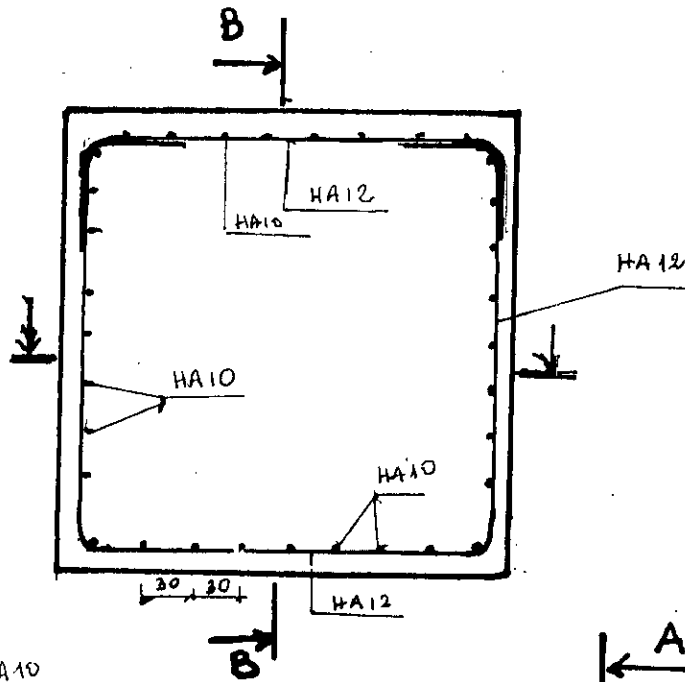


COUPE B-B

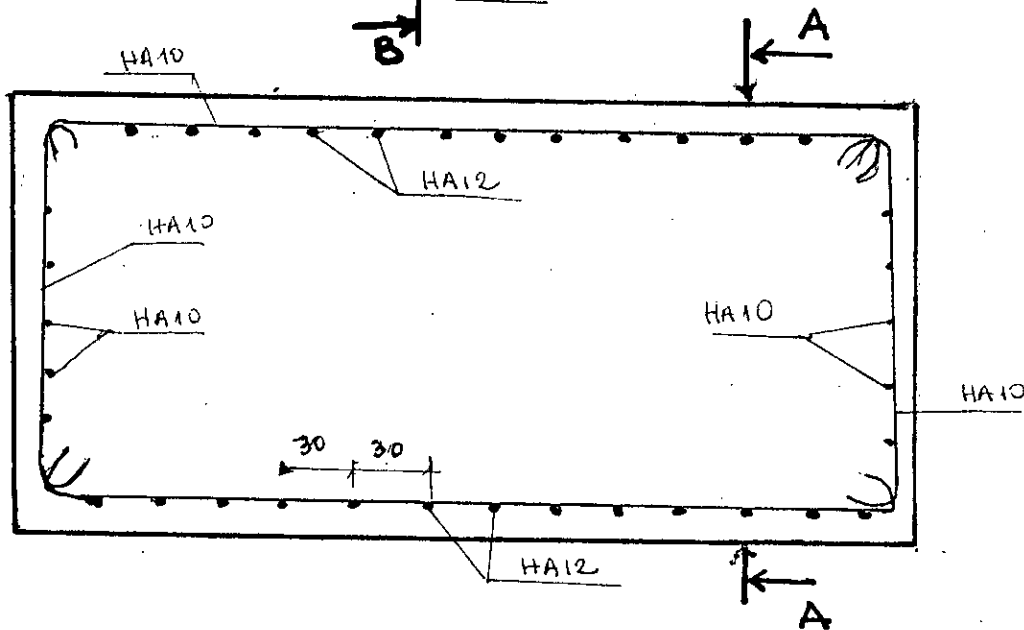


COUPE G-C

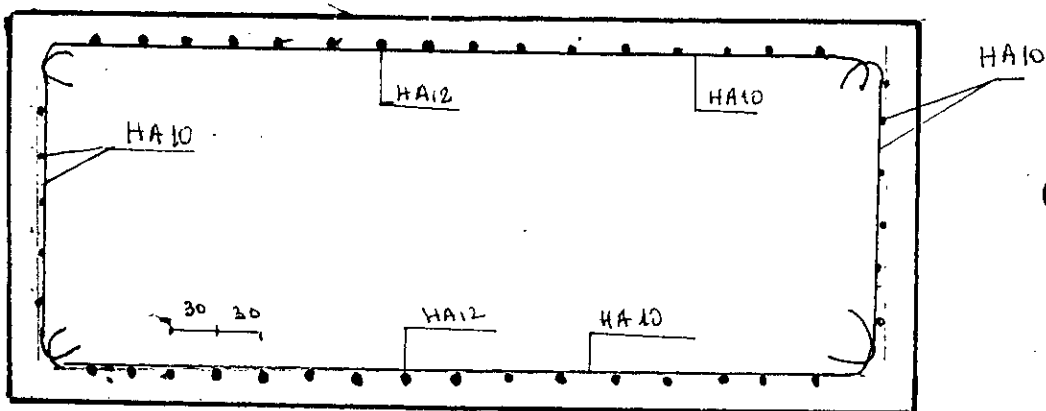




COUPE A-A



COUPE B-B



COUPE C-C

# ERRATUM

Pages : Lire : voir fig 02 :

Page-13a- : Lire: les Conduites d'amenée d'eau vers la station de pompage existante

Page - 83 et 84 - : Lire la formule :

$$I_{max} = \frac{P_0}{K_t \sqrt{\left[1 - \frac{\omega l}{\omega_n^2}\right]^2 + \left[\frac{2c\omega}{c_c \omega_n}\right]^2}} = f_d \frac{P_0}{K_t}$$

au lieu de :

$$I_{max} = \frac{P_0}{K_t \sqrt{\left[1 - \frac{\omega_n^2}{\omega^2}\right]^2 + \left[1 + \frac{2c\omega}{c_c \omega_n}\right]^2}} = f_d \frac{P_0}{K_t}$$

Page-94- : Lire :  $n = \frac{l}{0,4} = 375$  palplanches

au lieu :  $n = \frac{l}{0,5} = 375$  palplanches.