1978

UNIVERSITE D'ALGER

11/78

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

2ex

PROJET DE FIN D'ETUDES

Génie Civil

PORT DE STORA
PECHE ET PLAISANCE
CONSTRUCTION D'UN QUAI

3 PLANCHES

Proposé par : SONATRAM

Dirigé par : Mr. KETFI

Etudié par : Mr. HAMMOUTENE M

Je dedie cette thèse :

- à ma mère et à mon père.
- à la memoire de mon grand-père.
- à ma grand-mère

Faible témoignage de ma profonde affection et de mon grand respect.

- A ma soeur Nadia
- à mes frères : Hamid, Ali, Kamel.

avec toute mon affection.

- à toute ma famille.

- A ma soeur Ghania ;
- à mon beau-frère Abderrahmane,

avec toute mon affection.
qu'ils trouvent ici l'expression de
de ma profonde reconnaissance.

- A mes nièces : Sabah et Nabahet,

avec toute mon affection
et en leur souhaitant le plus grand bonheur

- A mon ami MADIOU Abdelkader.
  qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

- A tous mes amis.

- A mon promoteur Mr KETFI

- à Messieurs I DRISS-BEY

  · CHAUMAZE

leurs conseils m'ont guidé tout au long de mon travail.

qu'ils trouvent ici toute ma reconnaissance et mon amitié.

- A tous mes professeurs.

parmi eux ceux de mon jury qui me font l'honneur de juger mon travail qu'ils me permettent d'exprimer ma vive reconnaissance.

Sommaire.

INTRODUCTION

Le quai que j'ai l'honneur de vous presenter sera construit au port de STORA (Wilaya de SKIKDA) et sera destiné à recevoir des navires de pêche et de plaisance

Cet ouvrage d'accostage aura pour but d'offrir un appui aux navires qui stationnent dans le port pour procéder à des operations de transbordement de marchandises ou de voyageurs.

Ainsi il peut remplir un triple rôle :

1. Fournir au navire un dispositif d'appui et permettre son amarrage qui sera effectué sur des points distincts de l'ouvrage [bollards]
2. Assurer la liaison entre le navire et la terre (terre plein du quai)
3. Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

Description du Quai :

Le quai sera fait en caissons préfabriqués totalement. La hauteur du caisson sera de 5,50 mètres qui se divisera en 4,50 m de profondeur en considerant le niveau hydrographique general : Z_H ; et 1,00 m au dessus de la surface libre.

Les Caissons constituent des cellules de surface carrée de dimension a qui sera calculée plus loin.

Nota : Le niveau General Algerien (N.G.A) egal à $Z_H + 0,35$ m.

Les caissons seront couronnés par une poutre en beton armé (B.A) dont la Section transversale a 0,60 m de largeur et 0,50 m de hauteur. Cette poutre donne un front d'accostage rectiligne (et continu en plan).

Il sera prevu des defenses en néoprene pour la protection du quai contre les chocs dus à l'accostage des navires.

Pour l'amarrage de ces derniers, des bollards seront disposés à intervalles égaux le long du quai

PROCEDE de mise en Place des Caissons prefabriqués :

Les caissons seront construits à terre, Ensuite à l'aide d'une grue ils seront placés sur un ponton à l'aide duquel ils sont remorqués jusqu'à l'endroit d'emplacement.

A ce moment là ; les caissons seront échoués sur le fond. On prevoit des trous dans la dalle du radier. Ainsi lorsque le caisson sera mis au contact de l'eau juste au dessous de la surface d'emplacement ; qui aura été auparavant égalisée de façon à ce que le caisson posé soit horizontal, l'eau penetrera par les reservations faites dans le fond, Donc sous le poids de cette eau et son propre poids le caisson s'enfoncera. Il sera guidé par une grue et des Cables reliés à des treuils pour qu'il se pose bien sur la Surface prevue.

Le second (2ème) caisson sera posé juste à côté du premier et s'emboitera sur une bêche prevue dans la conception de ce dernier, Ensuite il sera boulonné à celui-ci et on appliquera un couple de serrage jusqu'à ce que le second caisson soit horizontal. A ce stade de l'operation, le deuxième caisson sera calé et on passera à la mise en place d'un coffrage qui retiendra le beton

qui sera injecté par les reservations du radier pour assurer une liaison parfaite entre le fond marin et la dalle du radier.
On passera à la mise en place du 3e caisson et des autres de la même manière que pour le second.

Ensuite une fois tous les caissons mis en place, on les remplira de remblai (tout venant).
Le remblai aura une hauteur finie qui permettra un revetement superficiel en pavés joints et au dessus recouverts de bitume. De cette manière, le sol fini sera à la hauteur totale de la poutre de liaison.
Des echelles marines seront disposées le long du quai avec un espacement de 20 mètres.

Calcul de la Stabilité du Caisson.

Efforts agissants sur l'ouvrage :

1. Efforts horizontaux :
   - a. Poussée des terres
   - b. Efforts dus à l'amarrage.
   - c. Efforts dus au Seisme.
   - d. Efforts d'accostage.
2. Efforts verticaux :
   - a. Poids propre du Caisson.
   - b. Poids des terres contenus dans les Caissons.
   - c. Surcharges dues à la Superstructure du quai.

La stabilité de l'ouvrage sera calculé avec tous les efforts exceptés ceux de l'accostage car ils sont favorables à la stabilité du quai et ceux du seisme pour lesquels on verifiera seulement.

Effet de la houle : L'ouvrage étant à l'interieur d'un port, et ce dernier étant protegé par des digues dont le but est de briser la propagation de la houle venant du large, il en resulte que la houle à l'interieur du port est de trés faible amplitude, et que son effet sur le quai est trés negligeable.

Donc on raisonnera en considerant que l'eau est statique c-a-d que l'effet de la houle sur le caisson est nul.

Rappel théorique

Equilibre plastique.

Les conditions de Rupture suivent dans les sols la loi de Coulomb :

$$\tau = C + \sigma \, tg\varphi .$$

La contrainte normale au plan de Rupture est donnée par :

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

la valeur de $\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$

Representation de MOHR.

A la rupture, la contrainte de Cisaillement τ est égale à la resistance au cisaillement $\bar{\tau}$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha = C + \sigma \, tg\varphi = C + \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \right] tg\varphi$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha - \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\alpha . tg\varphi = C + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} tg\varphi .$$

Or on a : $\sin 2\alpha = 2 \sin\alpha . \cos\alpha .$

$$\cos 2\alpha = 2 \cos^2\alpha - 1$$

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \left(2 \sin\alpha . \cos\alpha \right) - \left(\frac{\sigma_3 \, tg\varphi}{2} \right) \left(2 \cos^2\alpha - 1 \right) tg\varphi = C + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} tg\varphi .$$

Après transformation, on arrive à :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + C + \frac{\sigma_3 \, tg\varphi}{\sin\alpha . \cos\alpha - \cos^2\alpha \, tg\varphi}$$

La valeur de α est fonction des contraintes limites sur les plans de rupture, c'est à dire que les plans de rupture a une inclinaison qui donne une valeur minimum de σ_1 pour une valeur de σ_3 donnée. Nous voyons que pour avoir une valeur minimum, il faut que l'expression :

$$\left(\sin\alpha . \cos\alpha - \cos^2\alpha \, tg\varphi \right) \text{ soit maximum .}$$

Alors la valeur critique de α est determinée lorsque la derivée première est nulle :

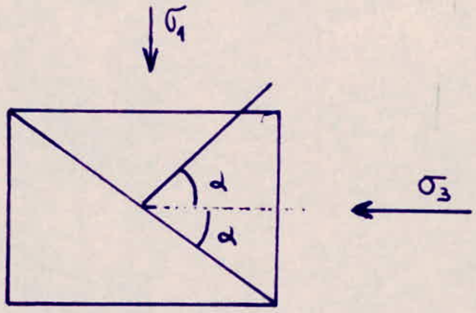
$$\frac{d}{d\alpha}\left[\sin\alpha.\cos\alpha - \cos^2\alpha \ \mathrm{tg}\varphi\right] = 0$$

$$\cos^2\alpha - \sin^2\alpha + 2\,\mathrm{tg}\varphi.\ \sin\alpha.\cos\alpha = 0$$

La valeur de α est :

$$\alpha = 45° + \varphi/2.$$

Le plan de cisaillement est incliné d'un angle α par rapport au plan principal moyen. Cependant, comme les contraintes sont symétriques par rapport aux axes nous obtenons deux familles de plans de rupture faisant un angle $\pm\alpha$ avec le plan principal majeur.



La solution dite de Rankine est liée à la condition suivante :

toute la surface de rupture sont des plans inclinés d'un angle α par rapport au plan principal majeur.

D'après cette solution, nous etudions le comportement du sol à la rupture, d'où la necessité d'une deformation dans la masse du sol pour l'amener dans un etat dit de Rankine : etat plastique.

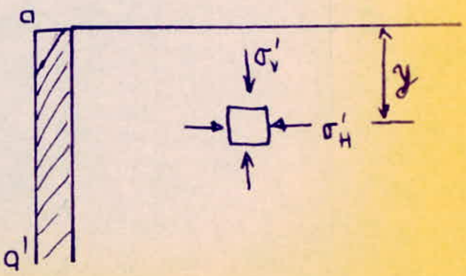
Etudions le comportement d'un element du sol situé à une certaine profondeur dans le depôt.

Dans les conditions montrées par la figure ci contre :

L'etat de contrainte est le suivant :

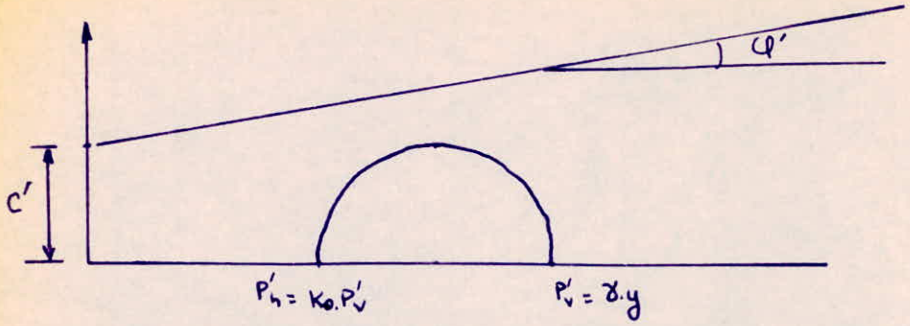
$$\sigma'_V = \gamma.y$$

$$\sigma'_H = \text{cste} \times \sigma'_V = K_0.\sigma'_V$$ avec ν : coeff de Poisson.



ν : coefficient de Poisson et $K_0 = \dfrac{\nu}{1-\nu} \Rightarrow$ (Essai œdometrique)

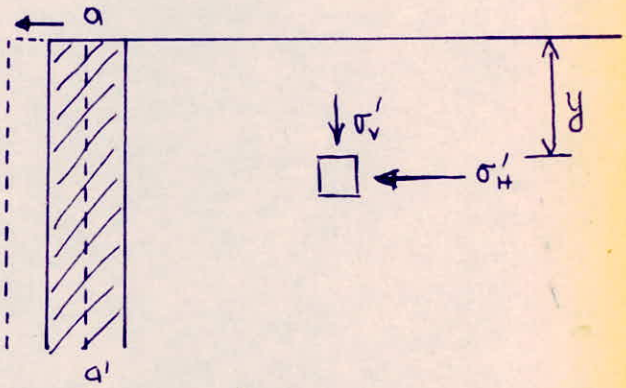
La representation de Mohr pour cet etat de contrainte est :



On a 2 possibilités de solution pour étudier le comportement de notre sol : dans un etat de rupture :

1. Rupture par compression.
2. Rupture par tension (solution qui nous interesse).

Rupture par tension :



Mouvement de la paroi aa' vers la gauche (←)

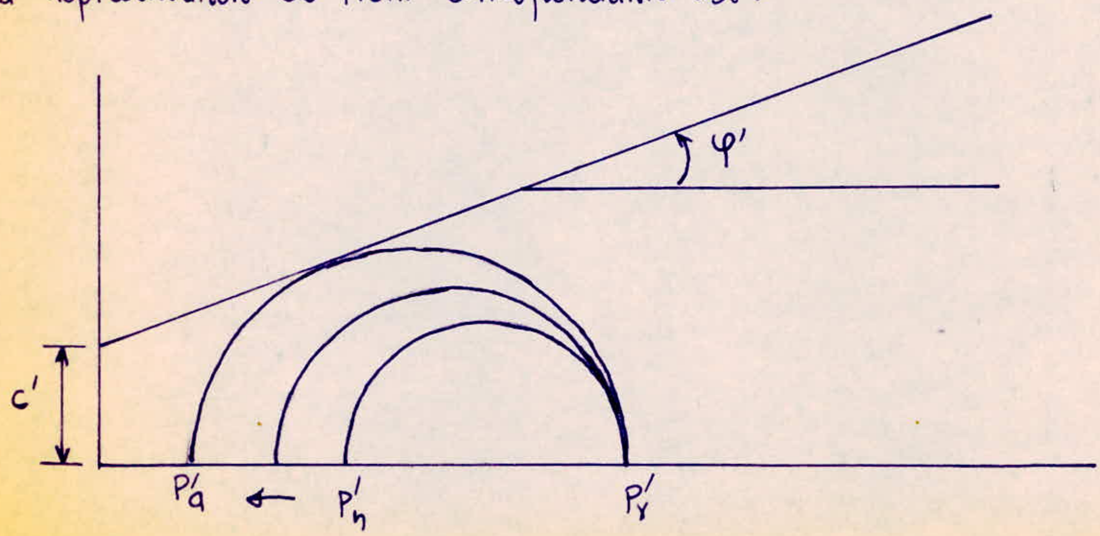
σ'_y : contrainte principale majeure.

σ'_x : Contrainte principale mineure

$$\sigma'_y = \sigma'_1 = \gamma' y.$$

d'ou $\sigma'_x = \sigma'_y \, tg^2(45 - \varphi/2) - 2c \, tg(45 - \varphi/2)$.

La Representation de Mohr correspondante est :

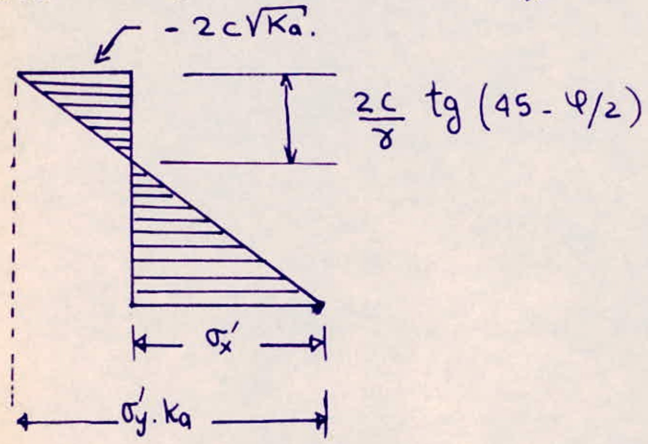


On aura donc : $\frac{P'_v - P'_h}{2} = C \cos\varphi' + \frac{P'_v + P'_h}{2} \sin\varphi'$

$$P'_h = P'_v \left(\frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} \right) - 2 C' \frac{\cos\varphi'}{1 + \sin\varphi'}$$

$$P'_h = P_a = P'_v . K_a - 2 C' \sqrt{K_a}.$$

La distribution de la contrainte σ'_x est la suivante :



On a donc l'etat dit actif ou POUSSÉE :

$$P_a = \sigma_x = \sigma_y . K_a - 2c \sqrt{K_a}.$$ avec K_a : Coefficient de Poussée

$$K_a = tg^2 \left(\pi/4 - \varphi/2 \right).$$

Pour notre sol pulverulent $\Rightarrow \frac{\sigma_x}{\sigma_y} = cte = K_a.$

La force totale de poussée est calculée à partir des diagrammes de distributions des contraintes σ_x et designé par P_a.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma y^2 K_a + 2 c y \sqrt{K_a}.$$

Sol pulverulent : $P_a = \frac{1}{2} \gamma y^2 K_a.$

Le point d'application de P_a est $y/2$ dans le cas d'une distribution de contraintes rectangulaires et de $y/3$ dans le cas d'une distribution triangulaire.

Cas d'une surcharge uniformement reparti :

σ'_y devient $\sigma'_y = \gamma' y + q$ d'ou $P_a = \frac{1}{2} \gamma y^2 K_a + q K_a.$

L'augmentation due à la surcharge est independante de la profondeur.

Verification de la stabilité du Caisson :

Cette verification nous permettra de dimensionner le caisson.

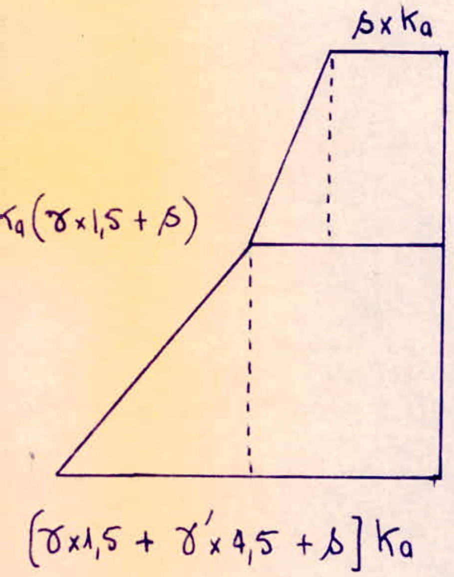
Calcul des forces agissant sur le caisson :

forces dues aux remblai et à la surcharge

Diagramme des contraintes :

La pression du remblai agit sur une hauteur de 6,00 m. On a le diagramme suivant si on considère que pour le remblai $\gamma = 1,8$ et $\gamma' = 1,1$ (dejaugé) et que $s = 2t/m^2$.

$\varphi = 30° \Rightarrow K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{12}\right) = 0,33 = \frac{1}{3}$



A une profondeur h ; on a :

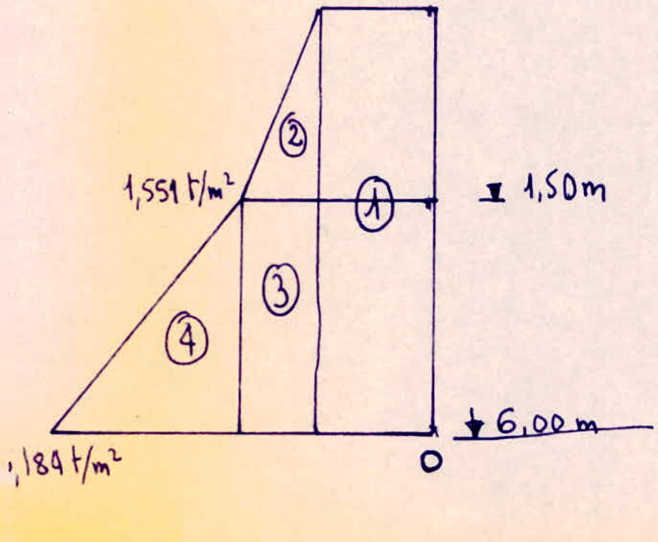
$$\sigma = (\Sigma \gamma h + s) K_a.$$

$s \times K_a = 2 \times 0,33 = 0,66\ t/m^2$

$(1,8 \times 1,5 + 2) \times 0,33 = 1,551\ t/m^2$

$[\gamma \times 1,5 + \gamma' \times 4,5 + s] K_a = [1,8 \times 1,5 + 1,1 \times 4,5 + 2] \times 0,33$
$= 3,18\ t/m^2$.

d'ou on a le diagramme suivant :



Calcul des forces horizontales :

On décompose le diagramme trapezoïdal des contraintes en 2 diagrammes rectangulaires ① et ③ et 2 autres triangulaires ② et ④

Pour une tranche de 1m de largeur, on a les forces suivantes:

① → $P_1 = 0{,}66 \times 6 = 3{,}96\,t$ dont le point d'application est à 3,00m de O.

② → $P_2 = (1{,}551 - 0{,}66) \times \frac{1{,}5}{2} = 0{,}67\,t$ pt d'application à 5m de O

③ → $P_3 = (1{,}551 - 0{,}66) \cdot 4{,}5 = 4{,}01\,t$ pt d'application à 2,25m de O

④ → $P_4 = (3{,}184 - 1{,}551) \times \frac{4{,}5}{2} = 3{,}67\,t$ pt d'application à 1,5m de O

$$\Sigma P_i = P = 12{,}32\,t.$$

forces dues à l'amarrage :

Ses efforts ont le caractère de forces concentrées, mais leur action peut être repartie sur l'ouvrage par une poutre longitudinale sur laquelle sont fixés les organes d'amarrage.

Pour notre cas, on suppose une repartition linéaire estimée à 1,5t/ml

Comme les bollards sont disposés tous les 9,00 m implique un effort concentré de $1{,}50 \times 9{,}00m = 13{,}5\,t$

On prendra pour les calculs de bollards : 20t.

Donc pour une tranche de 1,00 m, on considère un effort horizontal qui est égal à : 1,5 t /ml.

Poids des terres contenus dans le caisson :

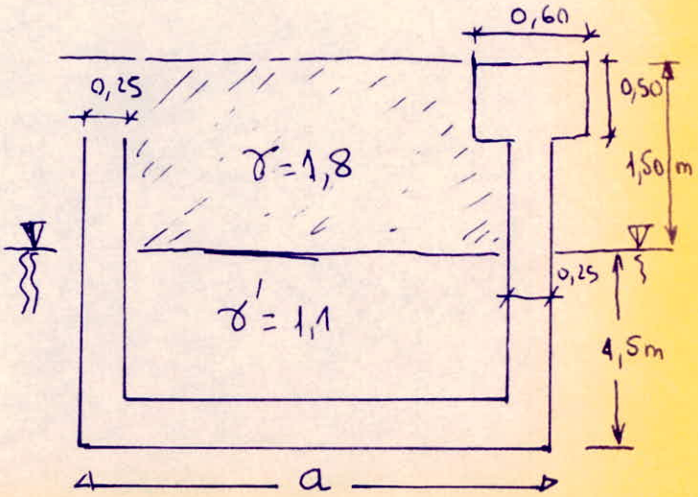
Pour une tranche longitudinale de 1m; on a

- Terre au dessus de la nappe phréatique $\gamma = 1{,}8$

$1{,}8 \times 1{,}5 \times (a - 0{,}5) \times 1$

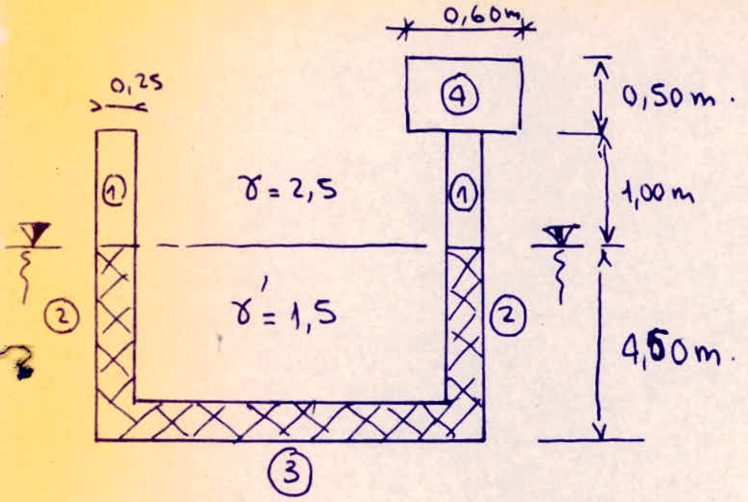
Terre au dessous de la Nappe phreatique $\gamma' = 1{,}1$

$1{,}1 \times 4{,}5 \times (a - 0{,}5) \times 1 =$



Au total, on a le poids de terre : $P_{terre} = 7{,}65\,a - 3{,}825$.

Poids propre du Caisson pour une tranche longitudinale de 1m :



④ Poutre : $2{,}5 \times 0{,}5 \times 0{,}6 \times 1$

Parties du Caisson au dessus de l'eau :

① $2\,[\,2{,}5 \times 0{,}25 \times 1 \times 1\,]$.

Parties au dessous de l'eau :

② _ Parois : $2\,[\,1{,}5 \times 0{,}25 \times 4{,}5 \times 1\,]$

③ Radier : $1{,}5 \times [\,a - 0{,}5\,] \times 0{,}25 \times 1$

Au total $P_{caisson} = 5{,}187 + 0{,}375\,a$.

On a par conséquent : $\begin{cases} \Sigma F_H = 12{,}32 + 1{,}5 = 13{,}82\,t \\ \Sigma F_V = 1{,}5t + 7{,}75\,a. \end{cases}$

Securité au glissement du Caisson :

$$\frac{1{,}5\ \Sigma P_H}{\Sigma P_V} < \bar{f} = 0{,}6$$

$1{,}5\,(13{,}82) \leq 0{,}6 \times (\,8{,}025\,a + 1{,}3625) \Rightarrow 20{,}73 - 0{,}8175$

$19{,}9125 \leq 4{,}815\,a. \Rightarrow a \geq \dfrac{19{,}9125}{4{,}815} = 4{,}13\,m.$

On prendra $a = 4{,}50\,m$.

Ainsi la securité au glissement est verifiée.

Calcul du poids du caisson :

2 plaques de	$5,5 \times 4,5 \times 0,25$	$= 6,1875 \times 2 =$	$12,375$ t
2 plaques de	$5,5 \times 4 \times 0,25$	$= 5,5 \times 2 =$	11 t
1 plaque de	$4 \times 4 \times 0,25$	$= 4 \times 1 =$	4 t
Volume total :		$= 27,375$ t	

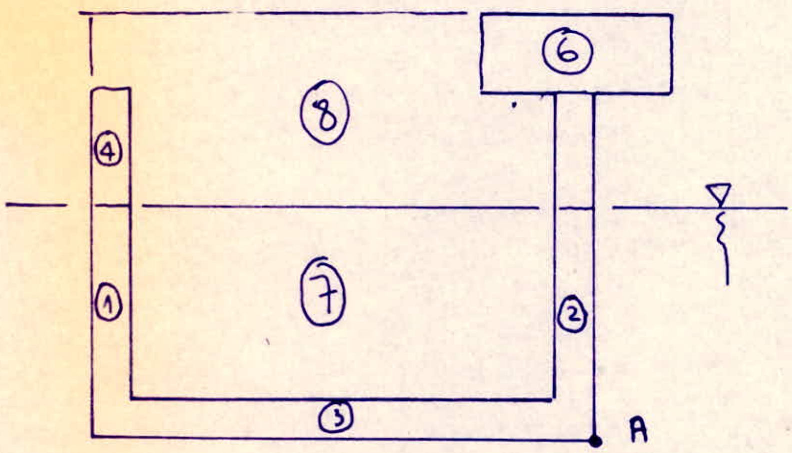
Poids du Caisson :

$27,375\ t \times 2,5 = 68,4375\ t < 100\ t.$

Stabilité au Renversement du Caisson :

On pose M_S = Moment Stabilisateur.

On calcule la somme des moments due au poids de chaque ~~partie~~ par rapport à A.



Partie 1 : $0,25 \times 4,5 \times 1,5 \times 4,375 = 7,3828$ T.m.

Partie 2 : $0,25 \times 4,5 \times 1,5 \times 0,125 = 0,211$ T.m.

Partie 3 : $4 \times 0,25 \times 1,5 \times 2,25 = 3,375$ T.m.

Partie 4 : $0,25 \times 1 \times 2,5 \times 4,375 = 2,73$ T.m.

Partie 5 : $0,25 \times 1 \times 2,5 \times 0,125 = 0,078$ T.m.

Partie 6 : $0,6 \times 0,5 \times 2,5 \times 0,125 = 0,094$ T.m

Partie 7 : $1,1 \times 4 \times 4,25 \times 2,25 = 42,075$ T.m.

Partie 8 : $1,8 \times 1,5 \times 4 \times 2,25 = 24,3$ T.m $\Rightarrow$ Au total, on a $M_S = 80,25$ tm

Moment de Renversement : M_R

On le calculera de la manière suivante :

$$M_R = 3{,}96 \times 3 + 0{,}67 \times 5 + 4{,}01 \times 2{,}25 + 1{,}5 \times 6 + 3{,}6745 \times 1{,}5$$

$$M_R = 38{,}764 \text{ tm.}$$

Securité au Renversement :

On doit verifier la relation $\frac{M_S}{M_R} > 1{,}5$.

Dans notre cas : $\frac{M_S}{M_R} = \frac{80{,}25}{38{,}764} = 2{,}07 > 1{,}5$.

Verification au poinçonnement du radier sous la contrainte de la Reaction du Sol :

Le point d'application des forces verticales par rapport à A :

$$R = \sum F_Y = 1{,}5 + 7{,}75 \times 4{,}5 = 36{,}375 \text{ t.}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{80{,}25}{36{,}375} = 2{,}20 \text{ m.}$$

La distance x du point G au point d'application de R est : $2{,}25 - 2{,}20 = 0{,}05$

d'ou on aura : $M^t F_V/G = 36{,}375 \times 0{,}05 = 1{,}818$ tm.

$M^t F_H/G = 38{,}764$ tm.

Calcul du moment total :

$$M^t/G = 40{,}58 \text{ tm} = (M_{F_V} + M_{F_H})/G.$$

d'ou on aura les valeurs des contraintes σ_1 et σ_2.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{450 \times 100} \pm \frac{6\ M_t/G}{(450)^2 \times 100}$$

$$= \frac{36375}{450 \times 100} \pm \frac{6 \times 40{,}58 \times 10^5}{(450)^2 \times 100}$$

$$\sigma_{1,2} = 0{,}8 \pm 1{,}2$$

On aura donc

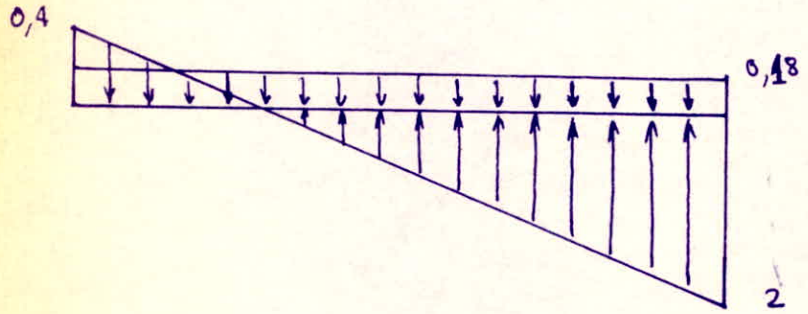
$$\sigma_1 = 2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 0{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

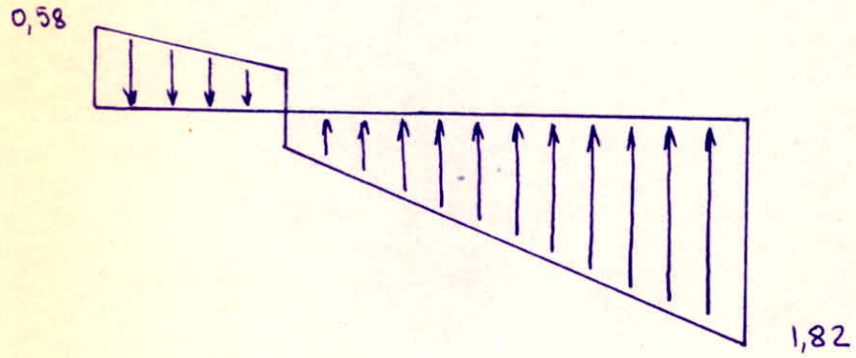
Influence du poids de l'ouvrage :

On a la force verticale $F_v = 36,375\,t$

d'où $\sigma_3 = \dfrac{36\,375}{(450)^2} = 0,185\ kg/cm^2$

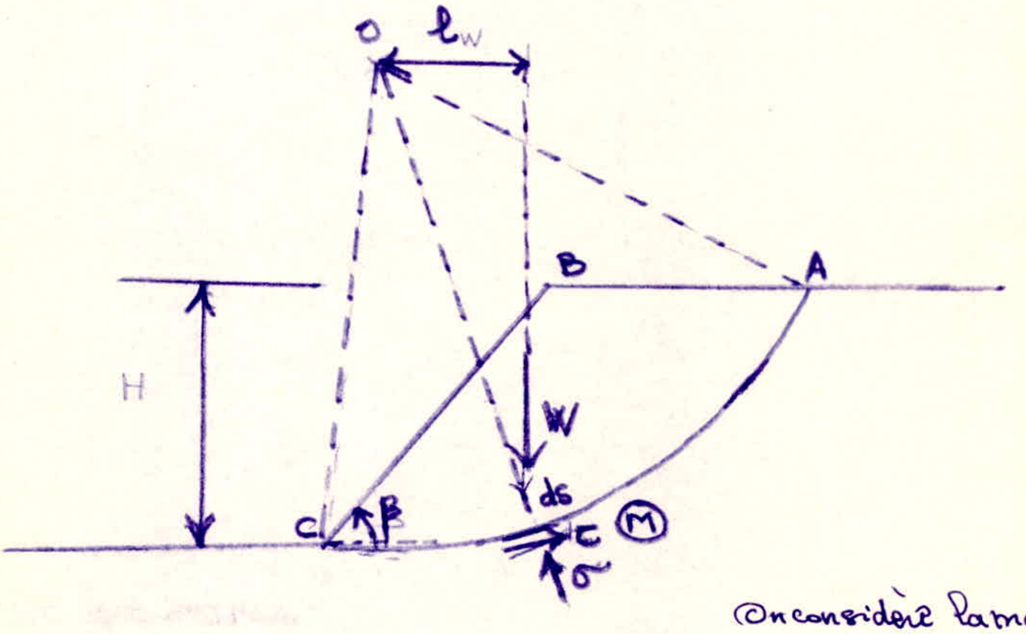
On aura donc $q = 0,185\ kg/cm^2$





Tassement du terrain d'assise :

L'equilibre général de l'ensemble caisson et terrain d'assise doit faire l'objet de verification. En effet dans certains cas, il peut y avoir glissement du terrain sur lequel est fondé le caisson soit par rupture superficielle soit par rupture profonde.



On considère la masse ABCMA

Les forces qui sollicitent cette masse sont à l'origine de ce qu'on appelle le moment moteur, c'est à dire, le moment qui tend à faire pivoter cette masse le long de l'arc de cercle dans le sens de A vers C.

W : poids total de cette masse.

r : rayon de l'arc de cercle.

l : distance du centre de rotation O

Pour equilibrer ce moment moteur, des contraintes de cisaillement se developpent sur la ligne de glissement possible et on a :

$$W l = r \int_c^a \tau ds$$

moment moteur   moment resistant.

Lorsque le talus est stable, la distribution des contraintes de cisaillement τ n'est pas une distribution de contraintes limites la marge entre τ et τ_f constitue un coefficient de securité. Par definition, le coefficient de securité sera le rapport du moment des efforts mobilisables au moment des efforts appliqués.

$$F = \frac{r \int_a^c \tau_f \, ds}{r \int_a^c \tau \, ds} \quad \begin{array}{l} \to \text{efforts mobilisables (limites)} \\ \to \text{efforts appliqués} \end{array}$$

donc on doit avoir $F \geq 1$.

$$F = \frac{r \int_a^c (c + \sigma \operatorname{tg} \phi) \, ds}{W . l} \geq 1.$$

Mais dans notre cas, le caisson repose directement sur le bon sol (roche). donc, il n'y a pas risque de glissement du terrain d'assise d'où les contraintes de cisaillements se reduisent aux forces de frottement entre le beton et la roche qui constitueront le moment resistant donc:

$F = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,5$. est aussi la condition de stabilité d'ensemble (caisson - terrain d'assise), et celle-ci a dejà été verifiée plus haut.

- Vérification de la stabilité sous l'influence du séisme :

L'ouvrage sera considéré comme un mur de soutènement, ainsi, les règles parasismiques de 1969 nous indiquent que pour le calcul de ces ouvrages, on doit appliquer :

- au Caisson lui-même :

Le coefficient applicable aux murs isolés définis.

c.a.d. : - système de forces horizontales

$0,10\,\alpha\,W$

- système de forces verticales

$\pm\,0,10\,\alpha\,W$

W : poids du caisson.

- aux forces de exercées par les terres :
  - En ce qui concerne les forces horizontales, le coefficient de majoration sera : $1 + 0,10\,\alpha$
  - En ce qui concerne les composante verticales, le coefficient de majoration sera de $1 \pm 0,10\,\alpha$ aussi

α étant le coefficient d'intensité sismique.

Coefficient d'intensité :

Ce coefficient a pour but de permettre l'ajustement de la resistance d'une construction à l'intensité sismique dont ses promoteurs ou la collectivité entendent la protéger, il dépend de i_N : intensité Nominale.

La valeur $\alpha = 1$ du coefficient d'intensité est réputée assurer la protection nominale des constructions, contre les secousses d'intensité 8, sera prise comme intensité de reference.

α	0,5	1	2	4	5
intensité nominale	6	7	8	9	10
Degrés sismique	VII	VIII	IX	X	XI

Securité au glissement:

Poids du caisson: $5,187 + 0,375 \times 4,5 = 6,87\,T$.

Poids des terres: $7,65 \times 4,5 + 3,825 = 30,6\,T$.

forces de Poussée: $\Sigma P_i = 12,32\,T$

force de Poussée due à l'amarrage: $1,5\,T$.

Composantes Horizontales.

La region de STORA etant de moyenne sismicité, on nous impose un coefficient d'intensité

$\alpha = 0,5$ pour le degrés VII de sismicité

donc on aura comme composante horizontales:

- Caisson: $0,10 \times \alpha \times W = 0,05 \times 6,87 = 0,3435\,T$.

appliquée au haut du caisson.

Poussées des terres :

$(1+0,1\alpha)\ 12,32 = 1,05 \times 12,32 = 12,936\ T$

composante horizontale d'amarrage 1,5 T.

au total

$F'_H = 14,779\ T$.

Composante verticales :

caisson : $(1-0,20\alpha)\ W = 0,9 \times 6,87 = 6,183\ T$.

Terres : $(1-0,10\alpha)\ P_{terres} = 0,95 \times 30,6 = 29,07\ T$

au total :

$F'_V = 35,253$.

$\frac{1,5 F'_H}{F'_V}$ doit toujours être inferieur à $0,6 = f$. ou egal à 0,6

$$\frac{1,5 \times 14,779}{35,253} = 0,6.$$

Donc les dimensions choisies assurent toujours la securité au glissement pendant le séisme.

Securité au renversement :

M_S : Les moments dus aux parties ①, ②, ... ⑥ devront être ponderées par : $1-0,2\alpha = 0,9$.

les moment des parties ⑦ et ⑧ par $1-0,1\alpha = 0,95$.

Le calcul etant fait, on a :

$M_S = 76\ T.m$.

M_R : n'est dû uniquement qu'aux poussée des terres donc M_R devra et ponderé par $1+0,1\alpha = 1,05$.

et Majoré par la poussee verti horizontale due au poids du caisson Soit : $5,5 \times 0,3435 = 1,889\ T.m$

Au total on a : $M_R = 1{,}05 \times 38{,}764 + 1{,}889$.

$$M_R \simeq 42\,T.$$

d'où : $\frac{M_S}{M_R} > 1{,}5 \implies \frac{76}{42} = 1{,}8 > 1{,}5$.

En conclusion, on peut affirmer que le caisson a été dimensionné parfaitement pour resister aux secousses telluriques de degrés 7 car en Algérie les séismes les plus frequents sont de la classe d et e c'est à dire

d : a le degrés de sismicité entre 5,3 et 5,9

et e : a le degrés de sismicité entre 6 et 6,9.

Donc la valeur 7 est acceptable pour STORA.

INFLUENCE de l'EFFORT D'ACCOSTAGE :

Un navire approche d'un quai avec une certaine vitesse qui lui confère une energie cinetique. L'accostage s'effectue donc avec un choc qui impose de violents efforts aux ouvrages.

La vitesse limite de derive resulte de l'equilibre des forces motrices (action du vent, traction des Remorqueurs, impulsions de quelques tours d'helices) et de la resistance à l'avancement opposée par l'eau.

Le mouvement d'un navire de masse M a pour équation :

$$(M + M')\ \frac{dv}{dt} = F - R$$

V : vitesse par rapport à l'eau (supposée immobile)

F : la force motrice (Action du vent - traction d'un remorqueur)

R : la Resistance offerte par l'eau à l'avancement.

M' : la masse "hydrodynamique" ou masse ajoutée. Elle traduit le fait que pour donner au navire une acceleration $\frac{dv}{dt}$, la force à mettre en oeuvre est superieur à $M\frac{dv}{dt}$ en raison de la necessité de mettre en mouvement une certaine masse d'eau qui fait la place du navire.

La valeur de la masse ajoutée, dont la masse (M+M') avec la masse réelle M est appelée masse virtuelle.

Caracteristiques de certains types de Navires

1- Caracteristiques Navires Allemands HT 250 SK.

Longueur : 21,15 mètres

Largeur : 6,61 mètres

Poids : 170 tonnes

Tirant d'eau maximum : 3,70

Jauge brute : 267,020 m^3 $\Longleftrightarrow$ 94,25 tonneaux

Jauge nette : 70,760 m^3 $\Longleftrightarrow$ 24,94 tonneaux.

Propulsion Mecanique

1 helice.

1 moteur DIESEL - TYPE SKL - 4 temps - Simple effet.

4500 ch à 1500 tr/mn.

---

2. Caracteriques : Navires Espagnols TA 19 SA.

Longueur : 20,99 m

Largeur : 6,72 m

Jauge brute : 296,870 m^3 $\Longleftrightarrow$ 104,80 tonneaux

Jauge nette : 92,820 m^3 $\Longleftrightarrow$ 32,76 tonneaux

Propulsion mécanique

Nbre d'helice : 1

1 Moteur DIESEL - 4 temps - Simple Effet.

4000 ch à 1800 tr/mn.

Le laboratoire National d'Hydraulique de Chaton (France) a fait des etudes pour essayer de generaliser la formule proposée par M^r GIRAUDET

$$\frac{M'}{M} = \frac{M'_0}{M} + K\frac{T}{P} \quad \left\{ \text{avec} \right.$$

T : tirant d'eau du navire

M'_0 : masse ajoutée en grande profondeur

En analysant le mouvement de translation laterale d'un navire vers un appontement perméable comportant une rangée de défenses parrallèles à celles ci : il a été etabli des abaques donnant respectivement :

- Le coefficient de masse virtuelle $C_M = \frac{M+M'}{M}$ egal au rapport de l'energie absorbée par la rangée de defenses $E_a = \frac{1}{2}(M+M')V_a^2$ à l'energie cinetique du navire

et $E_c = \frac{1}{2} M V_a^2$: (V_a : vitesse de translation au moment de l'impact)

L'effort maximum F_a subi par le navire rapporté au poids Mg de celui ci.

Les paramètres pris en compte sont :

- La raideur des defenses supposées linéairement elastiques.
- Le pied de pilote $p = H - T$ [profondeur – tirant d'eau]
- vitesse d'accostage : V_a
- Les dimensions L, B (longueur, largeur) du navire

$$q = \frac{B}{T} \qquad k = \frac{K}{\rho g TL}$$

$$\hbar = \frac{P}{T} \qquad \gamma = \frac{V_a}{\sqrt{gT}}$$

On aura alors

$$q = \frac{6,72}{3,70} = 1,816 \qquad \text{et } \hbar = \frac{4,5-3,70}{3,70} = 0,216$$

Le rapport $C_m = \frac{E_a}{E_c}$ de l'energie absorbée pour la rangée de defenses à l'energie cinetique du navire peut être lue sur l'abaque (voir fig 1) en fonction des paramètres précedents utilisés sous forme adimensionnelle (q, k, p, ν).

La valeur cherchée est la difference entre les deux valeurs lues sur l'axe $(0, E_a/E_c)$.

$$C_m = \frac{E_a}{E_c}(\nu = 0) - b\nu$$

Le chemin de gauche donne la valeur qu'aurait E_a/E_c si la vitesse d'accostage tendait vers zero ; mais dans la mesure où la vitesse n'est pas nulle au moment de l'impact. Il faut retrancher une quantité proportionnelle à cette vitesse $b\nu$ obtenue par le chemin de droite.

L'abaque etabli en supposant que la force F_a poussant le navire vers les installations s'annule au moment de l'impact. Si elle est maintenue durant l'accostage, le rapport $\frac{E_a - F_a \cdot e}{E_c}$ demeure égal au coefficient $\frac{E_a}{E_c}$ avec e étant la deflexion maximale de la rangée de defense.

Le rapport de l'effort minimum F subi par le navire au poids Mg de celui ci est donné par l'abaque de la figure 2

En admettant que $V_a = 2{,}50 \text{ m/s} \cdot 10^{-2}$

On a pour $L = 21{,}15 \text{ m}$ $H = 4{,}50 \text{ m}$

$B = 6{,}61 \text{ m}$ $P = 4{,}50 - 3{,}70 = 0{,}80 \text{ m}$.

$T = 3{,}70$

On calcule alors q et p

On a $q = \frac{B}{T} = \frac{6,61}{3,70} = 1,79$

$p = \frac{P}{T} = \frac{0,80}{3,70} = 0,22$

Calcul de $k = 0,1$

$$\nu = \frac{V_a}{\sqrt{gT}} = \frac{2,5 \cdot 10^{-2}}{\sqrt{9,8 \times 3,7}} = 0,043$$

d'où on aura

$$\left.\begin{array}{l} E_a/E_c = 3,4 \\ b\nu = 0,4 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{E_a}{E_c} = 3,0 \quad \text{(d'après le graphe)}$$

$$F/\text{poids} = 1,0 \times 10^{-2} \Leftrightarrow \frac{F}{170\,000} = 1,0 \times 10^{-2}$$

$$\text{d'où } F = 1,0 \times 1700 = 1700 \text{ kgs.}$$

Verification au poinçonnement du beton et de la defense au Néoprène :

$$\frac{1,25 \cdot F}{P_c \cdot h_0} \leq \bar{\sigma}_b = 6,3 \text{ kg/cm}^2.$$

On aura alors :

$$P_c \geq \frac{1,25 \times 1700}{2,5 \times 6,3} = 6,74 \text{ cm.}$$

D'où le perimètre d'impact sera beaucoup plus petit à la surface. Le néoprène comme $\bar{\sigma}_{\text{néoprène admissible}}$ superieur à $\bar{\sigma}_{\text{beton}}$, la même surface reprendra aisement l'effort.

Dimensions des Defenses :

Vu que la surface d'impact est petite pour reprendre l'effort d'accostage, on placera des defenses en néoprène avec une surface de 0,50 m de largeur et 3,00 m de long. Donc ces defenses suffiront pour contrecarrer cet effort d'accostage.

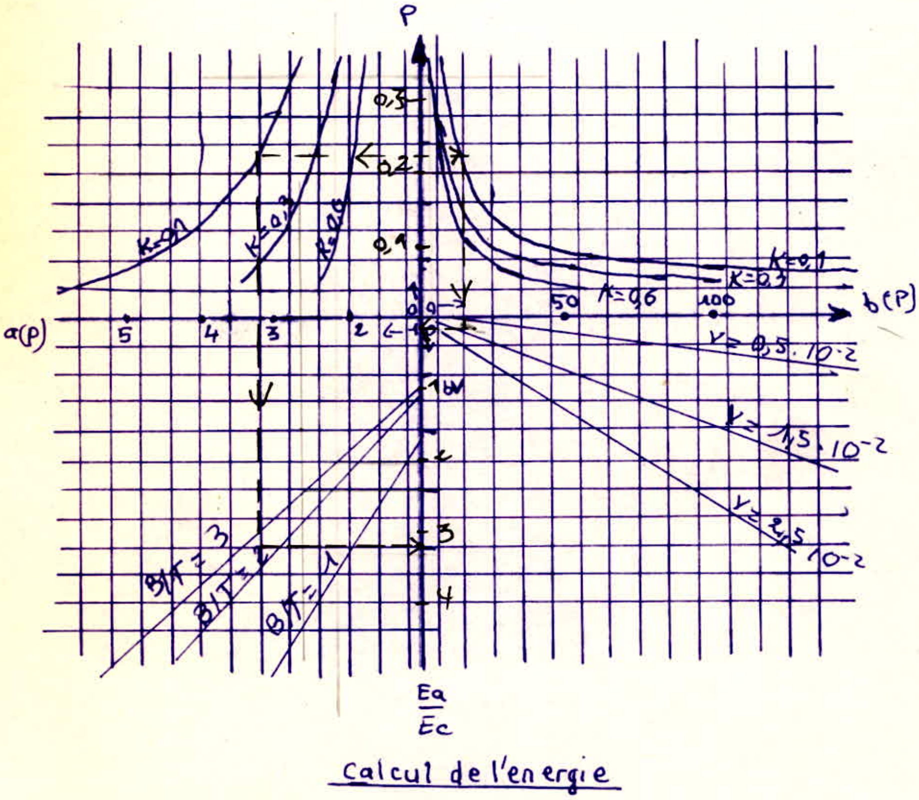

P
a(p)
b(P)
K=0,1
K=0,3
K=0,6
v=0,5.10-2
v=1,5.10-2
v=2,5.10-2
B/T=3
B/T=2
B/T=1
Ea
Ec
calcul de l'energie

fig 1

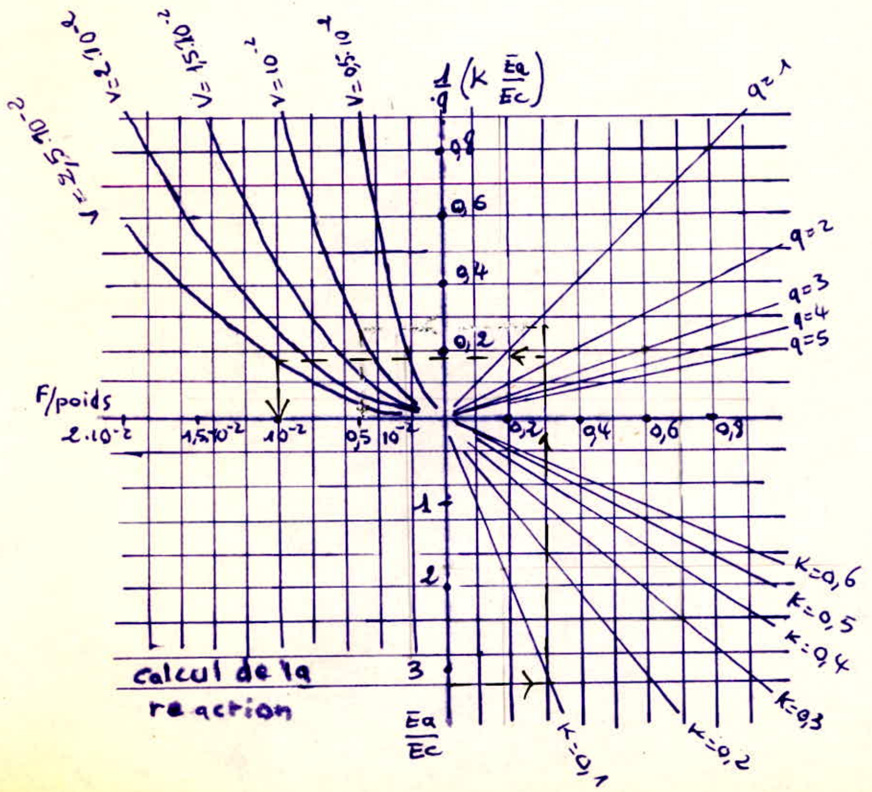

v=2,5.10-2
v=2.10-2
v=1,5.10-2
v=10-2
v=0,5.10-2
q=1
q=2
q=3
q=4
q=5
F/poids
K=0,6
K=0,5
K=0,4
K=0,3
K=0,2
K=0,1
Ea
Ec
calcul de la reaction

fig 2

Methode de Calcul du caisson

Pour le calcul du caisson, on s'est réferé au cours de beton armé de PIERRE CHARON.

Le calcul est identique au calcul d'un reservoir rectangulaire, sauf que les pressions qui agissent sur le caisson sont differentes de celles qui agissent sur un reservoir.

Des deux methodes exposées dans le cours :

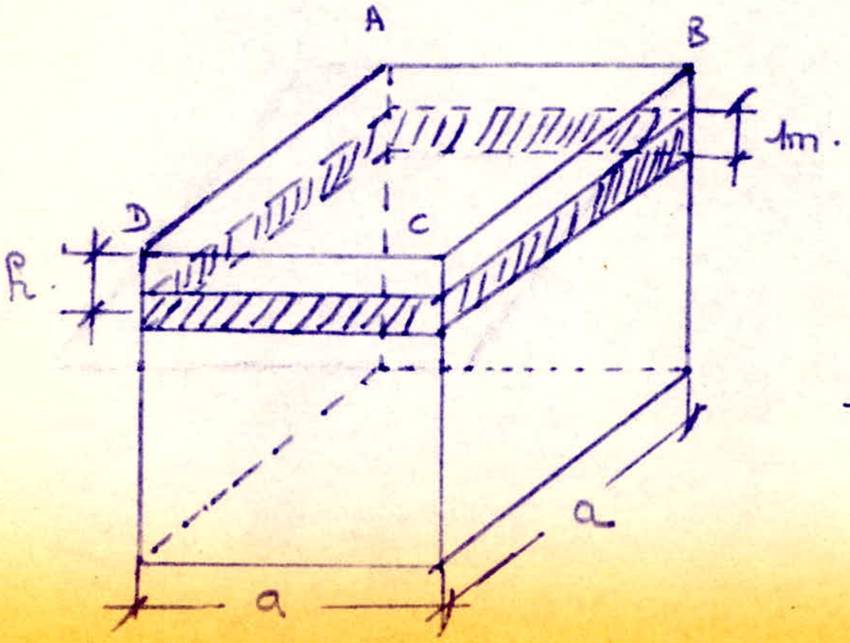
- methode des tranches verticales
- methode des tranches horizontales.

nous choisirons la deuxième qui correspond mieux à notre cas, car le caisson à une hauteur plus grande que les dimensions de la section horizontale en effet :

$H = 5{,}5\,m$ et $a = 4{,}5\,m$.

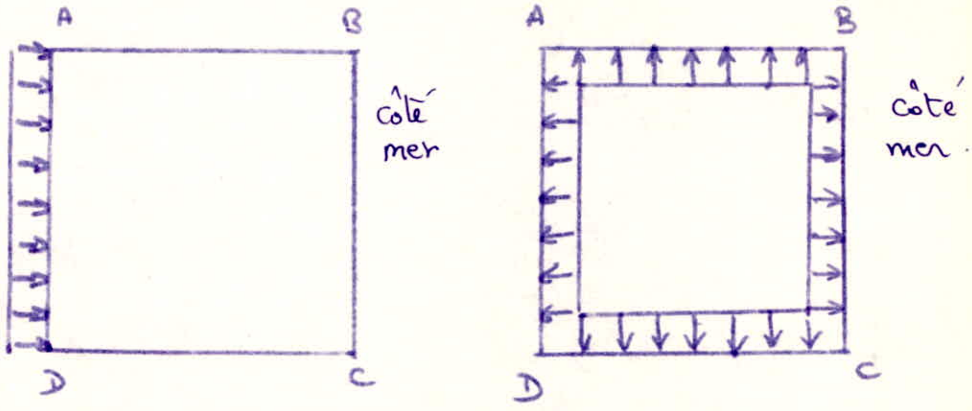
alors que la première methode serait pratique au cas où la hauteur est plus petite que les dimensions de la section horizontale. $H < a$.

Methode des tranches horizontales :



nous prendrons comme pression, celle qui agit à la côte h. correspondant à chaque tranche

Par consequent, on aura pour nos deux cas de charge:



(1) (2)

(1) charges dûs au remblai exterieur et aux surcharges

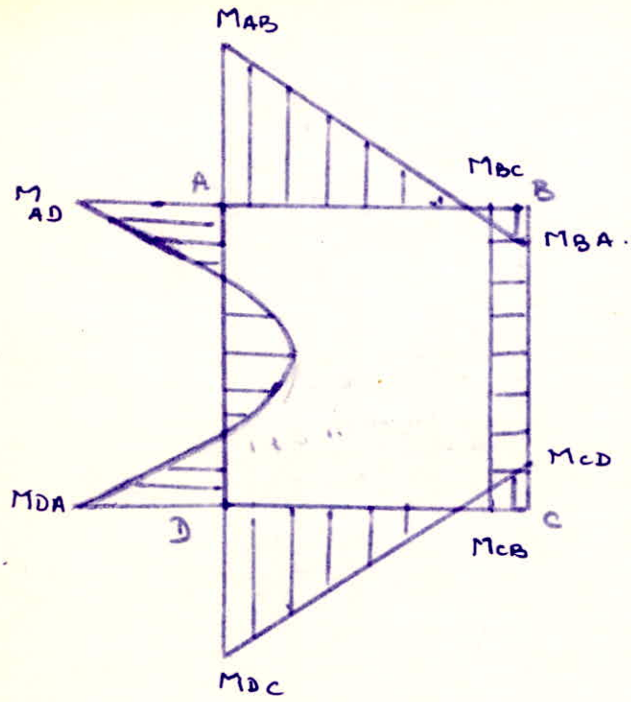
(2) Charges dus aux terres contenues dans le caisson.

Le mode de charge étant identique pour chaque tranche, il s'en suivra que l'allure des diagramme des moments sera identique pour chaque tranche et chaque cas de charge.

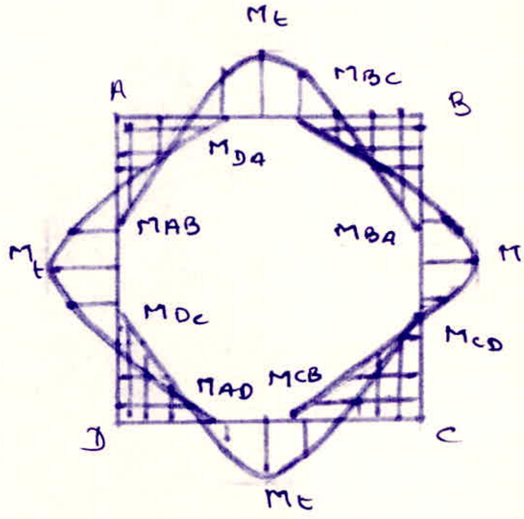
Pour avoir l'allure finale, il suffira d'additionner les moments trouvé pour chaque cas, et d'aprés le signe du moment total, on determinera la position des armatures.

Allure des diagrammes des moments :

On representera d'une maniere schematique l'allure des diagrammes. Ainsi les valeurs des moments calculées plus loin correspondront pour chaque cas de charge à une allure particulière du diagramme qui dependra essentiellement de la valeure de la dite charge.



①



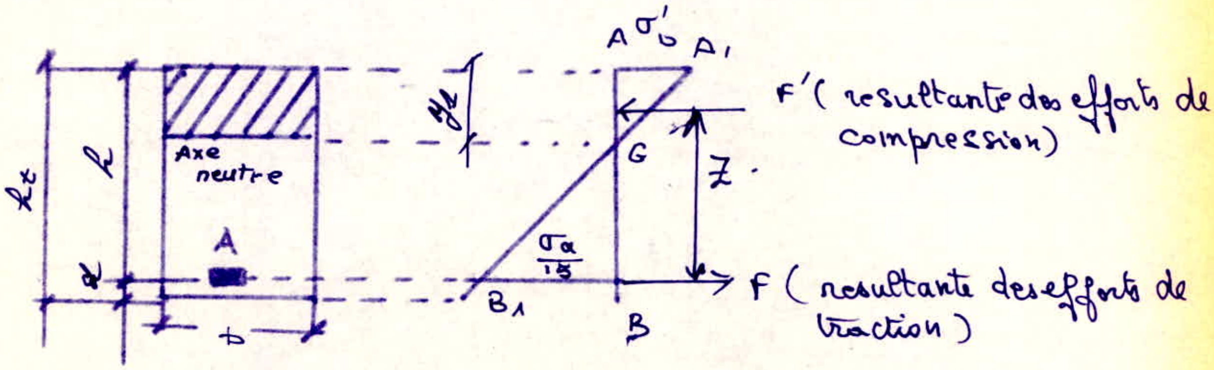
②

① → Les moments sont determinés par la methode de CROSS.

② → Les moments aux angles sont tous égaux à $q\frac{l^2}{12}$ quant à M_t pour chacun des côtés sera égal à $\frac{ql^2}{24}$ c.a.d. la moitié du moment d'angle.

Les parois AD et BC sont soumises à des efforts normaux qui ne sont autres que les réactions d'appuis des parois AB et CD. et seront calculés donc en flexion composée alors que les efforts normaux agissants sur les parois AB et CD (reactions d'appuis des parois AD et BC) seront repris par les armatures de repartition et transmis au radier, donc les parois AB et CD seront calculés en flexion simple.

Rappel des formules sur la flexion composée et la flexion simple : cas de la section rectangulaire :



determination des armatures tendues : flexion simple

on connaît M, b, h, $\bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}'_b$ on veut determiner σ'_b et A

on calcule $\mu = \dfrac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$ ensuite on lit dans les tableaux de CHARON les valeurs de ε et k.

on obtient facilement $\boxed{A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h}}$

et $\sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k}$

$\bar{\sigma}'_b \geq \sigma'_b$ condition à verifier.

- si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ on mettra des armatures comprimées determinées par les formules ci-dessous :

$\sigma_a = k \bar{\sigma}'_b$ $\quad \sigma'_a = \dfrac{15 (\alpha - \delta')}{\alpha} \bar{\sigma}'_b$

$M_0 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b$

$$\Delta M = M - M_0 \Rightarrow \boxed{\begin{cases} A' = \dfrac{\Delta M}{(h-d')\sigma'_a} \\[2ex] A = \bar{\omega} \dfrac{bh}{100} + \dfrac{\Delta M}{(h-d')\sigma_a} \end{cases}}$$

où : μ', α, $\bar{\omega}$ lus dans les tableaux et $\delta' = \dfrac{d'}{h}$.

determination des armatures : flexion composée :

- section partiellement tendue (ou partiellement comprimée)
  - l'effort normal étant un effort de compression on a :

$$e = \frac{M_{GB}}{N} > \frac{h_t}{6}$$

  - l'effort normal etant un effort de traction, la resultante des forces exterieures passe en dehors de la zone limitée par les armatures

soit $\mathcal{M}$ le moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

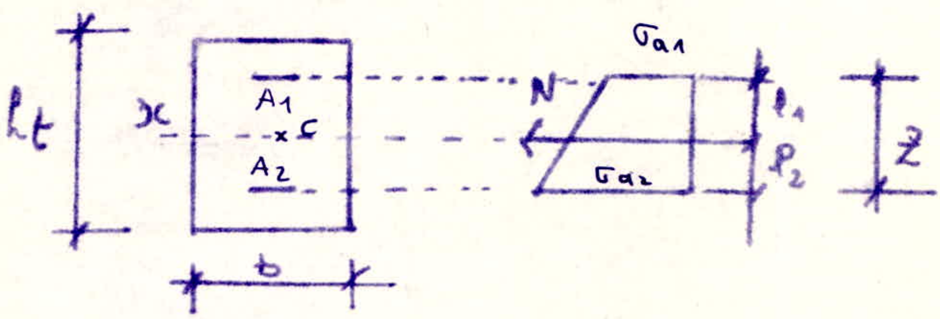
on determine A_1 sous l'effet du moment $\mathcal{M}$ à l'aide des formules de flexion simple.

on aura : N etant l'effort normal :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N \text{ negatif en cas de traction})$$

$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$. σ'_b calculé en flexion simple sous l'effet de $\mathcal{M}$

- Section entierement tendue



$$A_1 = \frac{N l_2}{Z \bar{\sigma}_a} \qquad A_2 = \frac{N l_1}{Z \bar{\sigma}_a}$$

$M_{AB} = +p\dfrac{\ell^2}{12}$ et $M_{BA} = -p\dfrac{\ell^2}{12}$

on a donc : $M_{AB} - M_A$ et $M_{BA} = M_B$.

M_{AB} : moment transmis en A à la barre AB par le nœud A.

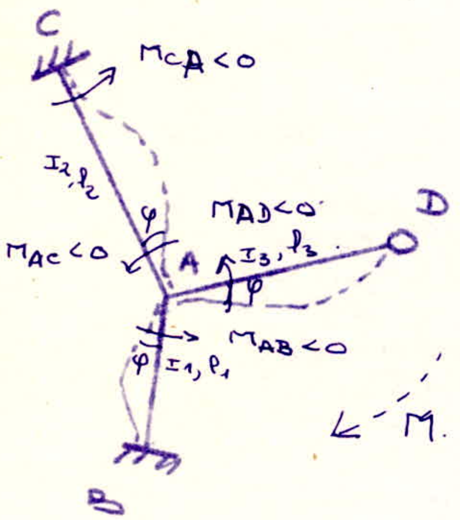
M_A : moment de flexion classique de RDM.

<u>Raideur d'une poutre :</u> La raideur d'une poutre sera notée par la lettre R.

- Si la poutre est encastrée à ses 2 extremités $R = \dfrac{I}{\ell}$.
- Si la poutre est encastrée à 1 extremité et articulée à l'autre : $R = \dfrac{3}{4}\dfrac{I}{\ell}$.

I : designant le moment d'inertie de la poutre et ℓ, la longueur de la poutre.

<u>Repartition des moments autour d'un nœud :</u>



M_{AB} ; M_{AC} et M_{AD} : moments transmis en A respectivement aux barres AB, AC et AD par le nœud A.

à l'equilibre on a :

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow M_{AB} + M_{AC} + M_{AD} + M = 0$$

d'où : $M = -(M_{AB} + M_{AC} + M_{AD})$.

on a : $-\varphi = \dfrac{M_{AB}}{4ER_1} = \dfrac{M_{AC}}{4ER_2} = \dfrac{M_{AD}}{4ER_3}$.

de même : $-\varphi = \dfrac{M_{AB} + M_{AC} + M_{AD}}{4E(R_1 + R_2 + R_3)} = -\dfrac{M}{4E(R_1+R_2+R_3)}$

d'où on deduit que : $M_{AB} = \dfrac{-R_1 M}{R_1 + R_2 + R_3}$

$M_{AD} = \dfrac{-R_3 M}{R_1 + R_2 + R_3}$

$M_{AC} = \dfrac{-R_2 M}{R_1 + R_2 + R_3}$

d'une façon generale : $\boxed{M_{AX} = \dfrac{-R_{AX} M}{\Sigma R}}$

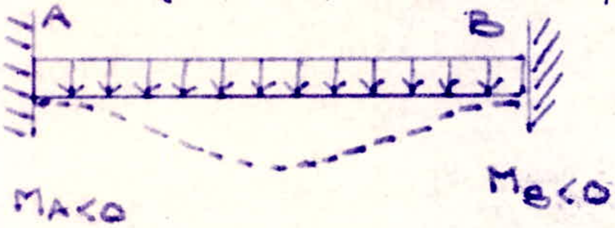
CALCUL DES MOMENTS APPLIQUES AU CAISSON

Le caisson étant décomposé en tranches horizontales de 1,00 m de hauteur, on calcule chaque element comme un cadre rigide encastré aux quatre angles et soumis à la pression moyenne s'exerçant à la mi-hauteur

Les moments seront determinés pour chaque cadre par la methode de HARDY-CROSS en supposant les noeuds fixes.

__Rappel theorique de la methode de CROSS :__

__convention de signes !__ On suppose une poutre soumise à des charges, en RDM, on a pour habitude d'affecter du signe positif tout moment qui cree des efforts de tension à la fibre inferieure de la poutre et du signe negatif le moment qui crée des efforts de tension dans la fibre superieure de la poutre.

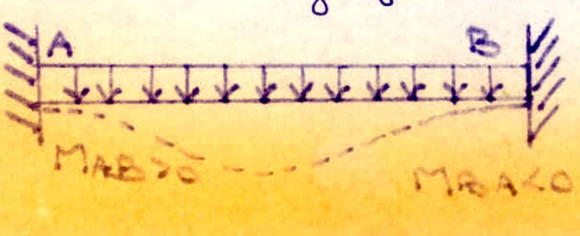


On a : $M_A = -p\frac{l^2}{12}$ (convention RDM)

$M_B = -p\frac{l^2}{12}$ (convention RDM)

La convention que nous adopterons pour le calcul est la suivante : nous prendrons, comme sens positif de rotation le sens des aiguilles d'une montre

- Un moment transmis par un noeud à une barre est positif s'il tend à faire tourner la fibre moyenne dans le sens positif (sens des aiguilles d'une montre) et qu'il est negatif, s'il tend à faire tourner la fibre moyenne dans le sens negatif (sens inverse des aiguilles d'une montre).



pour la même poutre que precedement

ΣR : somme des raideurs des barres aboutissants au noeud A.

$C = \frac{R}{\Sigma R}$ est appelé coefficient de repartition.

$$\boxed{M_{AX} = -C_{AX} M.}$$

En outre : s'il y a encastrement en X alors : $M_{XA} = \frac{M_{AX}}{2} = -C_{AX}\frac{M}{2}$

s'il y a une articulation en X : $M_{XA} = 0$

METHODE DE CROSS :

principe : on bloque tous les noeuds du système hyperstatique à étudier, donc ceux-ci n'effectuent aucune rotation.

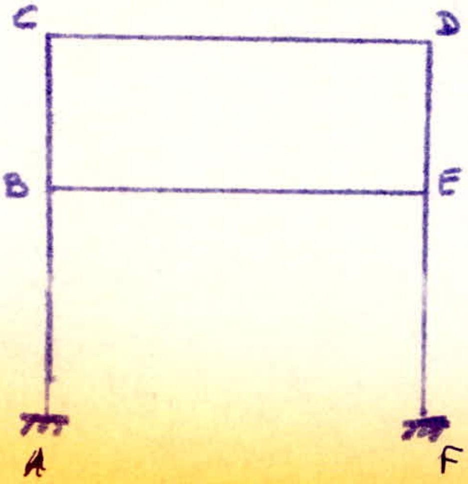
Sous l'effet des charges appliquées, chaque barre se comporte comme une poutre on a ainsi des moments d'encastrements suivant la nature de l'appui. Chaque couple de blocage est egal en signe contraire à la somme des moments transmis par le noeud consideré aux barres y aboutissant.

Pour avoir les moments reels, il faut donc retrancher aux moments calcules dans le cas d'encastrement parfait les moments transmis dans chaque barre par le couple de blocage. M. dus au deblocage des noeuds.

METHODE DE CALCUL :

$\mathcal{M}$: moment d'encastrement parfait correspondant à chaque barre.

$M = \Sigma \mathcal{M}$ = moments transmis par un noeud aux barres y aboutissant.



tous les noeuds etant bloqués, on libère le noeud B : on aura : dans BA : $-C_{BA} M_B = M_{BA}$.

BC : $-C_{BC} M_B = M_{BC}$.

BE : $-C_{BE} M_B = M_{BE}$

entre temps les noeuds C et E auront reçus des moments en plus des moments d'encastrement tels que : $M_{CB} = -C_{BE}\frac{M_B}{2}$ et $M_{EB} = -C_{BE}\frac{M_B}{2}$

si on considère qu'il y a encastrement en C et E. Donc lors du deblocage du nœud C, il faudra prendre en consideration le moment M_{CB}.

on aura $M_C = \Sigma C_i^j + M_{CB}$. moment transmis par le nœud C aux barres CB et CD.

On rebloque B, et on passe au nœud C que l'on debloque. de la même manière que precedement en B, on aura M_C et dans CB : $-C_{CB} M_C = M_{CB}$.

CD : $-C_{CD} M_C = M_{CD}$.

de même qu'en B on considere les moments reçus par les nœuds D et B.

On rebloque C et on passe à D et ensuite à E.

Aprés ce tours, on remarquera, que les nœuds ne seront chargés que par les moments transmis par les nœuds voisins. On refait une deuxième iteration en debloquant et rebloquant successivement tous les nœuds. on remarque que les moments transmis sont plus faible. On fait une troisieme et même une quatrième iteration jusqu'à ce que les moments transmis soient negligeables ou nuls.

A ce moment, on aura les moments réels agissant aux different nœud du systéme.

<u>Representation sous forme de tableau</u> : <u>Exemple</u> : le systeme representé ci-dessus.

	A		B		C		D		E			F
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE
		C_{BA}	C_{BC}	C_{BE}	C_{CB}	C_{CD}	C_{DC}	C_{DE}	C_{ED}	C_{EB}	C_{EF}	C_{FE}
	$\mathcal{M}_{AB}$	$\mathcal{M}_{BA}$	$\mathcal{M}_{BC}$	$\mathcal{M}_{BC}$	$\mathcal{M}_{CB}$	$\mathcal{M}_{CD}$	$\mathcal{M}_{DC}$	$\mathcal{M}_{DE}$	$\mathcal{M}_{ED}$	$\mathcal{M}_{EB}$	$\mathcal{M}_{EF}$	$\mathcal{M}_{FE}$
B	$-C_{BA}\frac{M_B}{2}$	$-C_{BA}M_B$	$-C_{BC}M_B$	$-C_{BE}M_B$	$-C_{BC}\frac{M_B}{2}$					$-C_{BE}\frac{M_B}{2}$		
C			$-C_{CB}\frac{M_C}{2}$		$-C_{CB}M_C$	$-C_{CD}M_C$	$-C_{CD}\frac{M_C}{2}$					
D						$-C_{DC}\frac{M_D}{2}$	$-C_{DC}M_D$	$-C_{DE}M_D$	$-C_{DE}\frac{M_D}{2}$			
E				$-C_{EB}\frac{M_E}{2}$				$-C_{ED}\frac{M_E}{2}$	$-C_{ED}M_E$	$-C_{EB}M_E$	$-C_{EF}M_E$	$-C_{EF}\frac{M_E}{2}$
B	$-C_{BA}\frac{M_{B1}}{2}$	$-C_{BA}M_{B1}$	$-C_{BC}M_{B1}$	$-C_{BE}M_{B1}$	$-C_{BC}\frac{M_{B1}}{2}$							
	$M_{AB}=\Sigma M$	$M_{BA}=\Sigma M$	$M_{BC}=\Sigma M$	$M_{BE}=\Sigma M$	$M_{CB}=\Sigma M$	$M_{CD}=\Sigma M$	$M_{DC}=\Sigma M$	$M_{DE}=\Sigma M$	$M_{ED}=\Sigma M$	$M_{EB}=\Sigma M$	$M_{EF}=\Sigma M$	$M_{FE}=\Sigma M$

Calcul des moments :

on n'a que deux cas de charges dans notre cas : le caisson étant rempli de terre à l'intérieur, et le caisson soumis à la pression du remblai extérieur.

La pression de l'eau n'est pas prise en consideration, car l'eau existant à l'interieur (infiltration) et à l'exterieur du caisson, les pression s'equilibrent ainsi donc les parois ne sont soumises à aucune pression.

- Moments dus aux pressions des terres à l'intérieur du caisson.

- calcul des pressions :

Vu que le caisson sera chargé de terres jusqu'au niveau +1,50 m, la poussée sera calculée à partir de ce niveau.

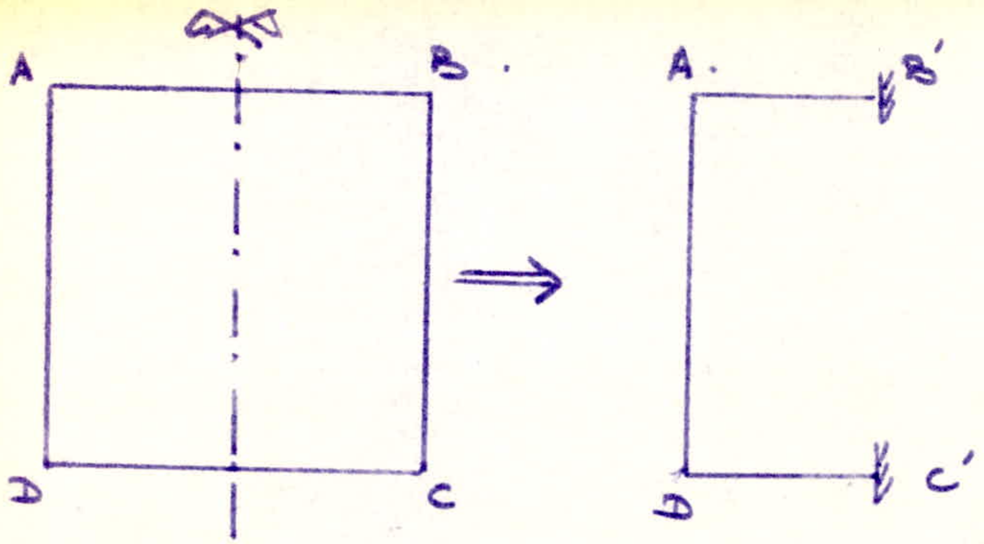
on a : $P = \gamma(H+0,5).k_a = 1,8 \times 0,33\,(H+0,5) = 0,594\,(H+0,5)$.

H compté à partir du niveau superieur.

Pour les terres noyées dans l'eau : $P = 0,891 + 1,1(H-1)\,k_a = 0,891 + 0,363(H-1)$

on aura donc le tableau des pression suivant :

Hauteur H (m)	Pression.	$\mathcal{M}$ (aux encastrements)
0 - 0,5 m.	0,4455 T/m².	
0,5 - 1,5 m.	0,891 T/m²	1,5035 T.m.
1,5 - 2,5 m.	1,254 T/m²	2,1161 T.m.
2,5 - 3,5 m.	1,617 T/m²	2,7287 T.m
3,5 - 4,5 m.	1,98 T/m²	3,34125 T.m
4,5 - 5,5 m	2,343 T/m²	3,9538 T.m



Les quatres barres AB, BC, CD et DA sont identiques avec $l = 4,5\,m$.
On a un cas de charge symétrique, donc on ne considère que la moitié du système pour le calcul, les moments trouvés en A et D seront identiques respectivement à ceux qui agiront en B et C.

où à : $R_{AD} = \frac{I}{l} = \frac{I}{4,5}$

$R_{AB'} = R_{DC'} = \frac{1}{2} R_{AB} = \frac{1}{2} \frac{I}{4,5}$

$\Rightarrow$ $C_{AD} = \dfrac{I/4,5}{\frac{I}{4,5} + \frac{I}{2 \times 4,5}} = \frac{2}{3} = 0,66$.

$C_{AB'} = C_{DC'} = \dfrac{\frac{1}{2} I/4,5}{\frac{I}{4,5} + \frac{I}{2 \times 4,5}} = 0,33$

On remarquera en faisant le tableau pour les differentes tranches que les moments reels ne sont autres que les moments d'encastrement parfait correspondant à chaque barre.

- <u>Moments dus au remblai exterieur au caisson et aux surcharges :</u>

Le diagramme des pressions a déjà été fait au debut de l'exposé on a : pour les hauteurs au dessus de la nappe d'eau on a :

$$P = [\gamma (H + 0,5) + s]\, ka \qquad \gamma = 1,8\, T/m^3 \quad ka = 0,33$$
$$s = 2\, T/m^2$$

$$P = [\, 1,8 (H + 0,5) + 2 \,]\, 0,33 .$$

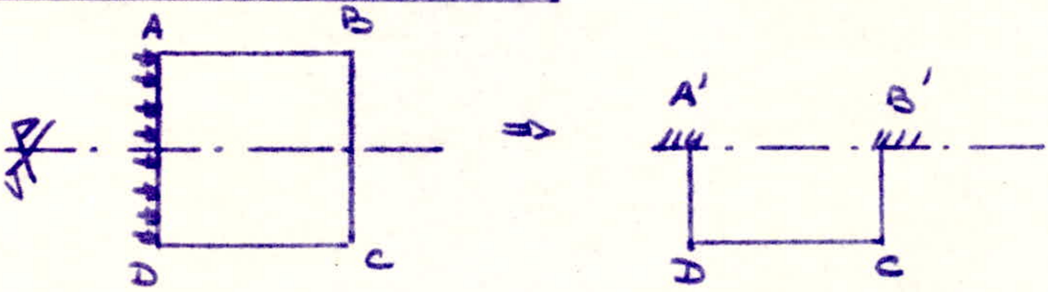
pour les hauteurs au dessous de la nappe phreatique :

$$P = 1{,}551 + \gamma'(H-1)\,Ka = 1{,}551 + 1{,}1\,(H-1)\,0{,}33.$$

on a le tableau des pressions suivant:

H (hauteur).	pression (q).
0 - 0,5 (m).	1,1055 T/m²
0,5 - 1,5 (m)	1,551 T/m²
1,5 - 2,5 (m)	1,914 T/m².
2,5 - 3,5 (m)	2,277 T/m²
3,5 - 4,5 (m)	2,64 T/m²
4,5 - 5,5 (m)	3,003 T/m².

1ere tranche , 4,5 - 5,5 (m).



On a: $R_{DA'} = R_{CB'} = \frac{1}{2}\frac{I}{l} = \frac{I}{9}$. car $l = 4{,}5$ m.

$$R_{DC} = \frac{I}{4{,}5} = 2R_{DA'} = 2R_{DC'}$$

coefficient de repartition $\qquad C_{DA'} = C_{CB'} = \dfrac{I/9}{\frac{I}{4{,}5} + \frac{I}{9}} = 0{,}33$

$$C_{DC} = C_{CD} = \frac{I/4{,}5}{\frac{I}{4{,}5} + \frac{I}{9}} = 0{,}66.$$

moment d'encastrement parfait : on n'en a qu'un seul $M_{DA'} = q\frac{l^2}{12}$

$q = 3,003\,T/m \Rightarrow q = \frac{3.003 \times (4,5)^2}{12} = 5,067\,T.m.$

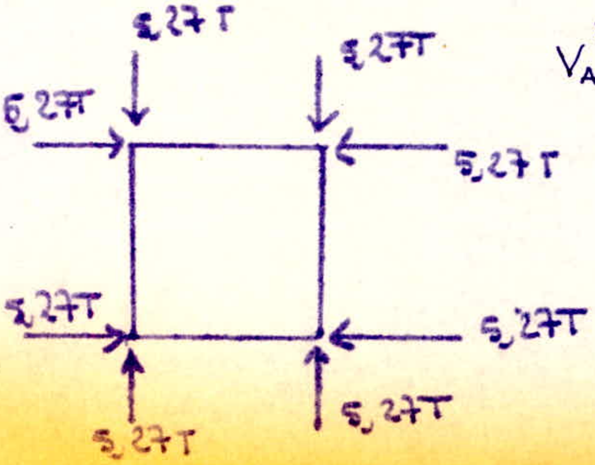
on a le tableau suivant pour les moments:

	D		C	
	DA'	DC	CD	CB'
	0,33	0,66	0,66	0,33
	5,067.	0	0	0
D	-1,672	-3,344	-1,672	
C	0,	+0,5517	1,1035	0,5517
D	-0,1821	-0,363	-0,1821	
C		+0,0601	+0,120	+0,0601
D	-0,0198	-0,0397	-0,0198	
C		+0,0065	+0,0131	+0,0065
D	-0,0022	-0,0043	-0,0022	
total	3,1909	-3,1339	-0,6395	+0,6183

Calcul des reactions d'appuis : en supposant que les noeuds ne subissent pas de deplacement

- Caisson plein de terres:

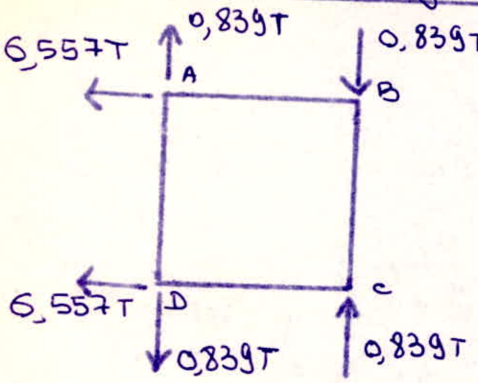
on a: $V_A^P = V_B^P = \frac{2,343 \times 4,5}{2} = 5,27\,T$ $\left\{ \text{reactions dus aux charges} \right.$



$V_A^P = V_B^P = 5,27\,T.$

Pour les autre côtés les reactions sont identiques à cells calculées pour la barre AB.

- Caisson chargé par le remblai :



$M_{AB} = +3,1339\ T.m$ $\quad M_{BC} = -0,6183\ T.m$

$M_{BA} = 0,6395\ T.m$ $\quad M_{CB} = +0,6183\ T.m$

$M_{CD} = 0,6395\ T.m$ $\quad M_{DA} = 3,1909\ T.m$

$M_{DC} = 3,1339\ T.m$ $\quad M_{AD} = -3,1909\ T.m$

barre AB :

$$|V_A^M| = |V_B^M| = \frac{3,1339 + 0,6395}{4,5} = 0,839\ T.$$

barre BC :

$$V_B^M = V_C^M = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{l} = 0.$$

barre CD :

$$|V_C^M| = |V_D^M| = \frac{M_{CD} + M_{DC}}{l} = \frac{0,6395 + 3,1339}{4,5} = 0,839\ T.$$

barre DA :

$$V_D^M = V_A^M = 0.$$

$$|V_D^P| = |V_A^P| = \frac{Pl}{2} = 3,003 \times \frac{4,5}{2} = 6,557\ T.$$

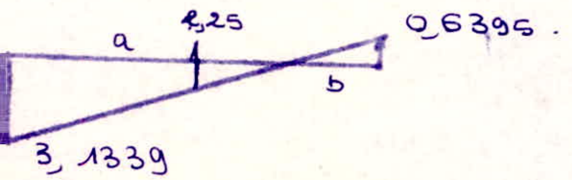
Calcul des moments en travée :

- Pour le cas des Terres à l'intérieur du caisson :

$$M_{tAB} = M_{tBC} = M_{tCD} = M_{tDA} = \frac{3,9538}{2} = 1,9769\ T.m$$

- Pour le cas du remblai et surcharges :

Côté AB et CD : Le diagramme étant représenté sur la figure on calcule a et b grâce à la similitude des 2 triangles. on a :



$$\frac{a}{b} = \frac{3,1339}{0,6395} = 4,9 \quad \text{et} \quad a + b = 4,5.$$

on trouve $a = 3,737\ m$ et $b = 0,763\ m$.

pour $x = l/2 = 2,25\ m$ on a : $\frac{3,737}{(3,737 - 2,25)} = 2,513 = \left[\frac{M_t}{3,1339}\right]^{-1}$

on trouve $M_t = 3,1339 \times \dfrac{1}{2,513} = 1,247\ T.m.$

$$M_t = 1,247\ T.m.$$

côté AD:

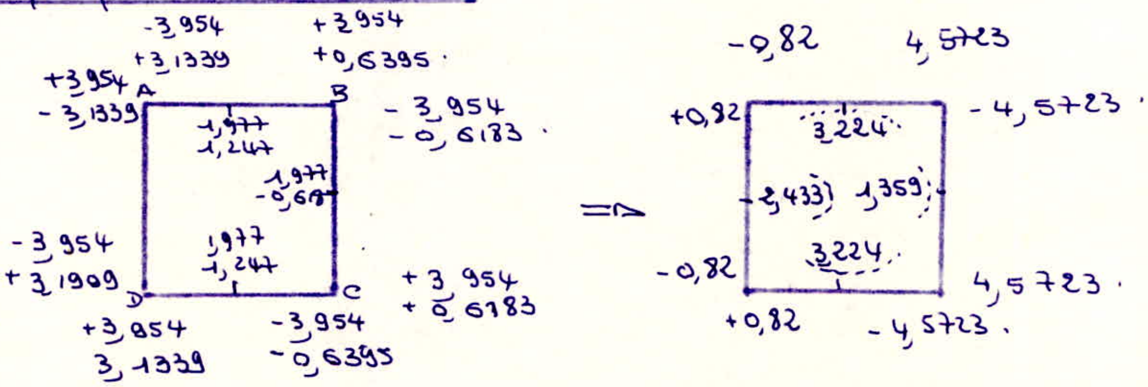
$$M_{tAD} = (1 - M_{AD} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} \times \frac{l}{2}.$$

$$= \frac{ql^2}{8} - \frac{M_{AB}+M_{BA}}{l} = \frac{ql^2}{8} - 3,1909.$$

$$= 7,6 - 3,1909$$

$$M_{tAD} = 4,41\ T.m.$$

__Superposition des moments:__



__Reactions d'appuis:__

côté AB $\quad V_A = 5,27 - 0,839 = 4,431T.$

$\quad V_B = 5,27 + 0,839 = 6,11T$

côté BC

$\quad V_B = 5,27 = V_C$

côté CD: par symetrie: $V_C = 6,11T$
$V_D = 4,431T$

côté DA:

$$V_D = 5,27 - 6,757 = 1,487\ T$$

$$V_A = 5,27 - 6,757 = 1,487\ T$$

Tranche 3,5 – 4,5 (m).

- **Caisson plein de terre :**

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB} = M_{CD} = M_{DC} = M_{DA} = M_{AD} = q\frac{\ell^2}{12}$$

$$= \frac{1{,}98 \times (4{,}5)^2}{12} = 3{,}34125 \text{ T.m.}$$

Le moment en travée pour chaque côté est :

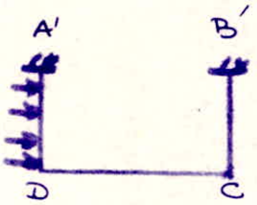
$$M_t = q\frac{\ell^2}{24} = \frac{3{,}34125}{2} = 1{,}671 \text{ T.m.}$$

$$M_t = 1{,}671 \text{ T.m.}$$

Reaction d'appui : $V = q\frac{\ell}{2} = \frac{1{,}98 \times 4{,}5}{2} = 4{,}455 \text{ T.}$

$$V = 4{,}455 \text{ T.}$$

- **Caisson soumis au remblai et surcharge :**



Les coefficients de repartitions sont les mêmes que ceux calculés pour la 1ère tranche :

$$C_{BA'} = C_{CB'} = 0{,}33.$$

$$C_{CD} = C_{DC} = 0{,}66.$$

$$\mathcal{M}_{DA'} = q\frac{\ell^2}{12} = 2{,}64 \frac{\times (4{,}5)^2}{12} = 4{,}455 \text{ T.m.}$$

	D		C	
	DA'	DC	CD	CB'
	0,33	0,66	0,66	0,33
D	4,455			
D	−1,485	−2,97	−1,485.	
C		+0,49	+0,98	+0,49.

D	-0,612	-0,3234	-0,612	
C		+0,0535	0,107	0,0535.
D	-0,017	-0,035	-0,017	
C		+0,006	+0,01122	+0,006
moment total	2,791	-2,7789	-0,566	0,5495

Reactions d'appui :

Côté AB : $|V_A^M| = |V_B^M| = \dfrac{2{,}7789 + 0{,}566}{4{,}5} = 0{,}743\ T.$

Côté BC : $V_B^M = V_C^M = 0$.

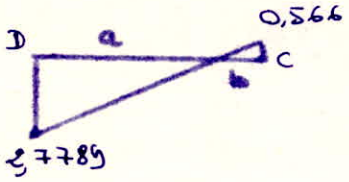
Côté CD : $V_C^M = V_D^M = \dfrac{-2{,}7789 - 0{,}566}{4{,}5} = 0{,}743$.

Côté DA : $V_D^M = V_C^M = 0$.

$V_D^P = V_C^P = \dfrac{ql}{2} = 2{,}64 \times \dfrac{4{,}5}{2} = 5{,}94\,T.$

moments en travée :

Côté AB et CD



$$\begin{cases} \dfrac{a}{b} = \dfrac{2{,}7789}{0{,}566} = 4{,}91. \\ a + b = 4{,}5 \end{cases}$$

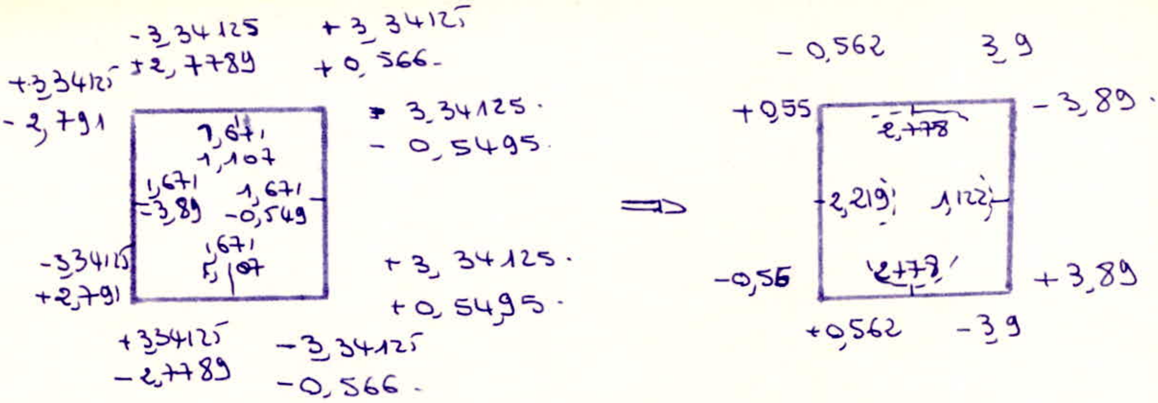
d'où on tire $\begin{cases} a = 3{,}74\,m \\ b = 0{,}76\,m \end{cases}$

$\dfrac{M_t}{2{,}7789} = \dfrac{-2{,}25 + 3{,}74}{3{,}74} = 0{,}398 \Rightarrow M_t = 1{,}107\,T.m$

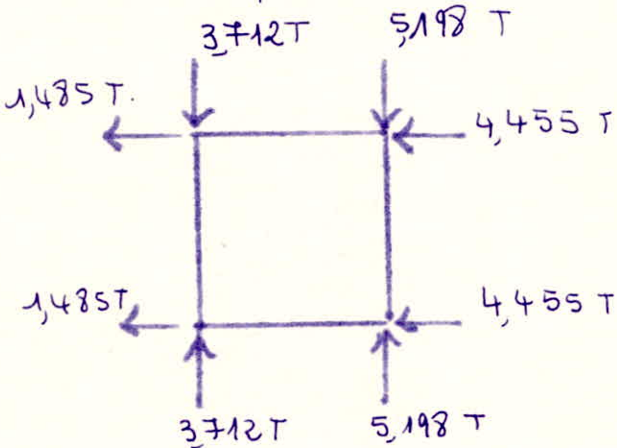
$M_t = 1{,}107\ T.m.$

Côté DA :

$M_t = \dfrac{ql^2}{8} - 2{,}791 = \dfrac{2{,}64 \times 4{,}5^2}{8} - 2{,}791 = 3{,}89\,T.m$



Reactions d'appuis totales



3$^{\text{eme}}$ Tranche 2,5 - 3,5 (m).

- terre à l'interieur du caisson :

$q = 1{,}617\ T/m. \Rightarrow M = 2{,}7287\ T.m.$

$M_t = 1{,}365\ T.m$

$T = 1{,}617 \times \frac{4{,}5}{2} = 3{,}64\ T.$

quelque soit le côté.

- terre du remblai et surcharges : voir figure 2$^{\text{eme}}$ Tranche

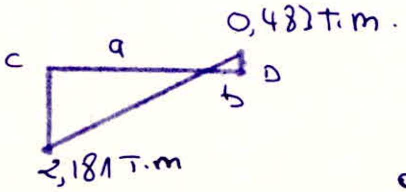
$q = 2{,}277\ T/m$

$$M = \frac{q\ell^2}{12} = 2{,}277 \times \frac{4{,}5^2}{12} = 3{,}84\ T.m.$$

	D		C	
	DA'	DC	CD	CB'
	0,33	0,66	0,66	0,33
	3,84			
D	-1,2672	-2,5344	-1,2672	
C		+0,42	+0,836	+0,42
D	-0,1386	-0,2772	-0,1386	
C		+0,046	+0,092	+0,046
D	-0,0152	-0,0304	-0,0152	
C		+0,005	+0,01	+0,005
total.	2,419	-2,181	-0,483	+0,471

moments en travée :

Côté AB et CD :



on a : $\frac{a}{b} = \frac{2,181}{0,483} = 4,516$.

$a + b = 4,5\,m$.

on trouve : $\begin{cases} a = 3,684\,m. \\ b = 0,816\,m. \end{cases}$

d'où $M_t = 2,181 \times \frac{1,434}{3,684} = 0,85\ T.m.$

Côté DA :

$$M_t = \frac{q\ell^2}{8} - 2,419 = 2,277 \times \frac{4,5^2}{8} - 2,419.$$

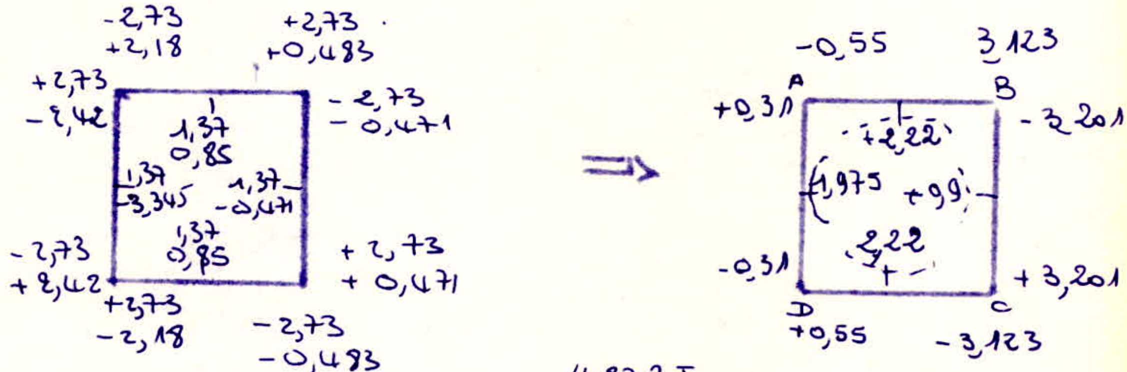
$M_t = 3,345\ T.m.$

Reactions d'appui :

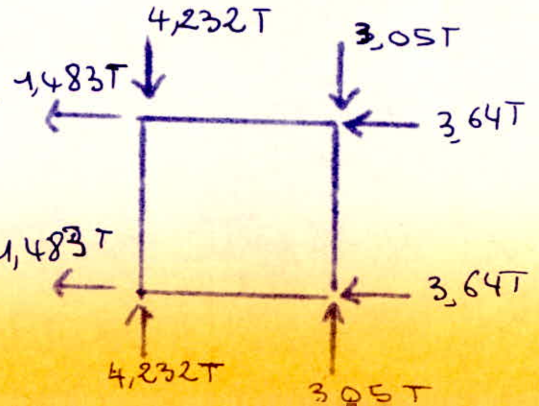
Côté AB : $|V_A| = |V_B| = 0,592\ T.$

Côté DA : $V_D = V_A = q\frac{\ell}{2} = 2,277 \times \frac{4,5}{2} = 5,123\ T.$

Superposition des moments :



Reactions d'appuis



4ème tranche 1,5 – 2,5 m.

– Terres à l'interieur du caisson. $q = 1{,}254\,T/m$.

d'où : $M = \frac{ql^2}{12} = 1{,}254 \times \frac{4{,}5^2}{12} = 2{,}12\,T.m.$

$M_t = \frac{ql^2}{24} = 1{,}254 \times \frac{4{,}5^2}{24} = 1{,}06\,T.m.$

$V = 1{,}254 \times \frac{4{,}5}{2} = 2{,}822\,T$

pour chacun des côtés du cadre ABCD.

– Remblai et surcharges : $q = 1{,}914\,T/ml$.

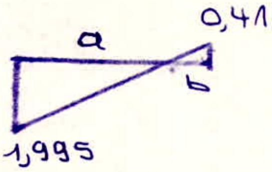
$\mathcal{M}_{DA'} = \frac{ql^2}{12} = 1{,}914 \times \frac{4{,}5^2}{12} = 3{,}23\,T.m.$

voir figure 2ème tranche.

	D		C	
	DA'	DC	CD	CB'
	0,33	0,66	0,66	0,33
	3,23			
D	–1,066	– 2,132	– 1,066	
C		+ 0,352	+ 0,70	+ 0,352
D	– 0,1162	– 0,232	– 0,1162	
C		+ 0,038	+ 0,0767	+ 0,038
D	– 0,0127	– 0,025	– 0,0127	
C		+ 0,0042	+ 0,0084	0,0042
total	2,035	– 1,995	– 0,41	+ 0,39

moments en Travée :

- côté AB et CD



on comme pour les cas precedent :

$$\frac{a}{b} = \frac{1{,}995}{0{,}41} = 4{,}87$$

$$\text{d'où } b = \frac{4{,}5}{5{,}87} = 0{,}77m.$$

$$\begin{cases} a = 3{,}73m. \\ b = 0{,}77m. \end{cases}$$

$$M_t = \frac{3{,}73 - 2{,}25}{3{,}73} \times 1{,}995 = 0{,}397 \times 1{,}995.$$

$$M_t = 0{,}792\ T.m.$$

Reaction d'appuis

Côté AB et CD :

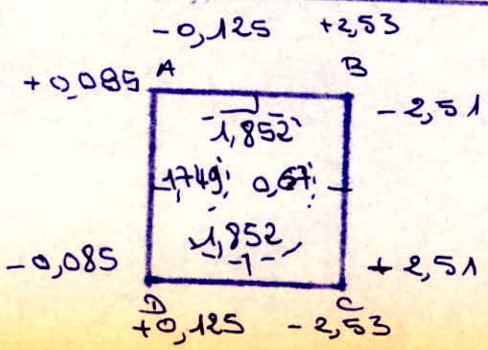
$$|V_A^M| = |V_B^M| = \frac{1{,}995 + 0{,}41}{4{,}5} = 0{,}534T$$

$$|V_C^M| = |V_D^M| = 0{,}534T.$$

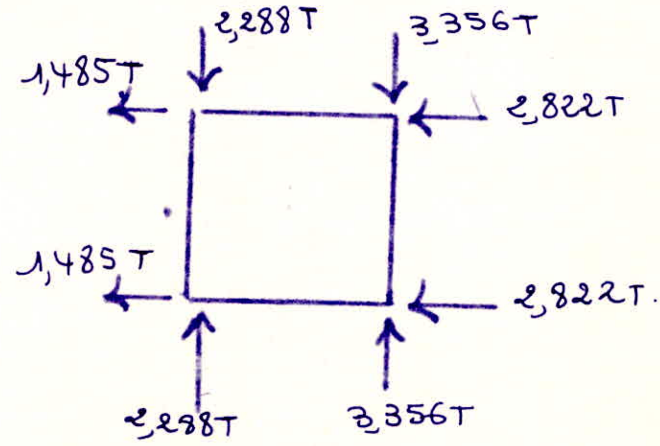
Côté DA : $V_D^P = V_A^P = \frac{ql}{2} = 4{,}307$

$$V_D^P = V_A^P = 4{,}307\ T.$$

Superposition des moments :



Reactions d'appui



Dernière tranche 0,5 - 1,5(m).

- Terre à l'intérieur du caisson : $q = 0,891\,T/m$.

$M = 1,5035\ T.m$.

$M_t = 0,752\ T.m$.

$T = 2T$

pour chacun des côté du cadre ABCD.

- Caisson soumis à la pression du remblai et surcharges

$q = 1,551\ T/m$.

$\mathcal{M}_{DA'} = \frac{q\ell^2}{12} = 1,551 \times \frac{4,5^2}{12} = 2,62\ T.m$.

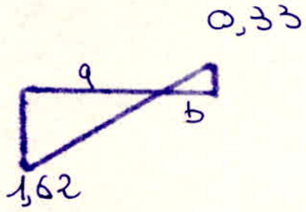
voir figure au calcul de la 2ème tranche

les coefficients de repartition sont identiques à ceux calculés au debut.

	D		C	
	D A'	D C	C D	C B'
	0,33	0,66	0,33	0,66
	2,62			
D	-0,865	-1,73	-0,865	
C		+0,285	+0,571	+0,285
D	-0,094	-0,188	-0,094	
C		+0,031	+0,0622	+0,031
D	-0,01	-0,02	-0,01	
C		+0,0034	+0,0068	+0,0034
total	+1,651	-1,62	-0,33	+0,32

Calcul des moments en travée

Côté AB et CD



Comme il a été fait précédement on a :

$$\begin{cases} \frac{a}{b} = \frac{1,62}{0,33} = 4,91 \\ a+b = 4,5 \end{cases}$$

$$M_t = 1,62 \times \frac{[3,74 - 2,25]}{3,74} = 0,65 \text{ T.m}$$

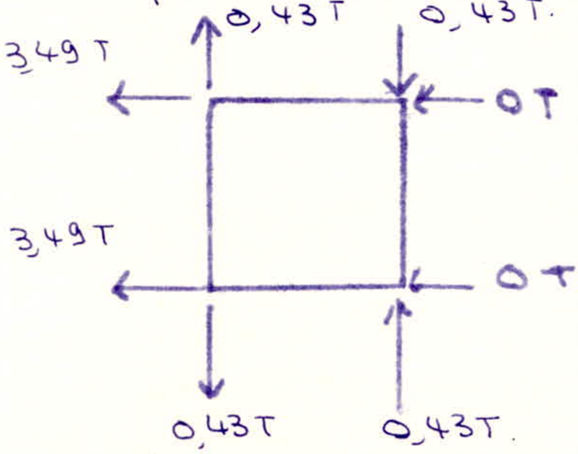
$$M_t = 0,65 \text{ T.m}$$

Côté DA : $M_t = M - 1,651 = \frac{q l^2}{8} - 1,651 = \frac{1,551 \times 4,5^2}{8} - 1,65$

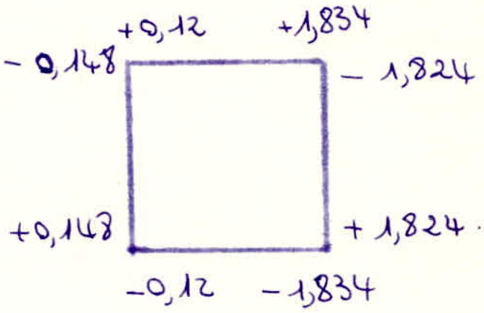
$$M_t = 2,275 \text{ T.m}$$

Reactions d'appuis :

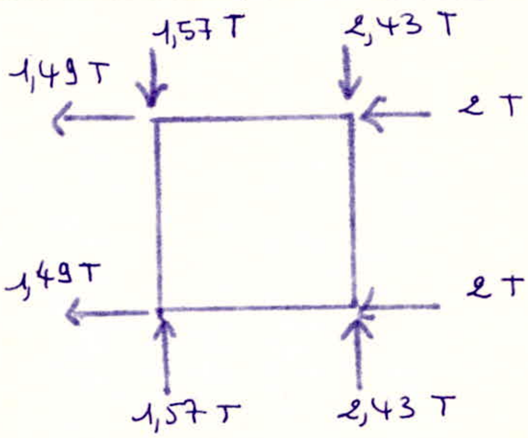
on ne fera que représenter la figure ci-après, les calculs ayant été detaillés lors du calcul de la première tranche.



moments totaux



Reactions d'appuis totales



La dernière tranche 0 - 0,5 (m) sera ferraillée avec les mêmes armatures que ceux calculées pour la tranche 0,5 - 1,5 (m)..

Position des armatures :

D'aprés la convention de signes, on voit bien l'emplacement des armatures suivant le signe du moment qui donne par la même la fibre tendu..

CALCUL DU RADIER.

- Calcul des moments qui agissent sur le radier :

Le radier sera calculé comme une simple dalle encastrée à ses quatre côtés.

Le calcul des moments se fait en cours d'élasticité, mais pour notre part nous nous bornerons à lire les coefficients multiplicatifs dans "les tables pour le calcul de parois et de dalles" établies par BARES, le calcul étant trés complexe, et ne se faisant que pour des cas particuliers pour les charges triangulaires.

Notations :

Mx, My : mom^t fléchissant par unité de longueur de la section de dalle, la section étant perpendiculaire à l'axe X ou Y.

Mxv, Myv : moment fléchissant d'appui par unité de longueur de la section de dalle, la section étant perpendiculaire à l'axe X ou Y.

Mxos, Mxs, Mxbs : moment fléchissant dans le sens X en $x = \frac{a}{2}$ et $y = 0 ; \frac{b}{2} ; b$.

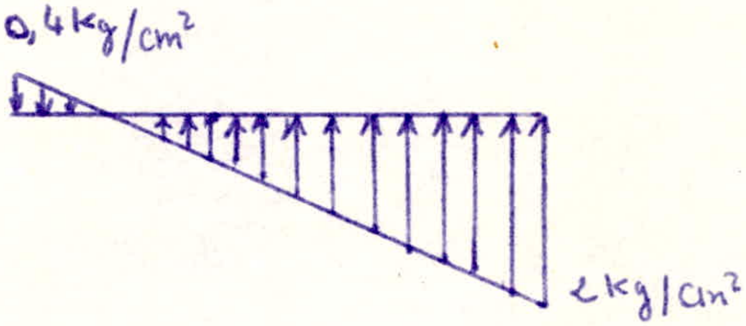
Mxvs : moment fléchissant d'appui dans le sens X à l'encastrement en $y = \frac{b}{2}$

Myvs : Moment fléchissant d'appui dans le sens Y à l'encastrement en $x = \frac{a}{2}$

M_{xos}, M_{ys}, M_{yas} : Moment dans le sens Y en $y = \frac{b}{2}$ et
$x = 0 ; \frac{a}{2} ; a$.

<u>Charges agissants sur le radier :</u> on a le poids du caisson des terres et des surcharges. On a ainsi un diagramme de contraintes representé par :
- une charge uniformement repartie due aux forces verticales.
- Une charge triangulaire due à la reaction du sol sous l'effet des forces verticales et des 2 moments M_S et M_R.

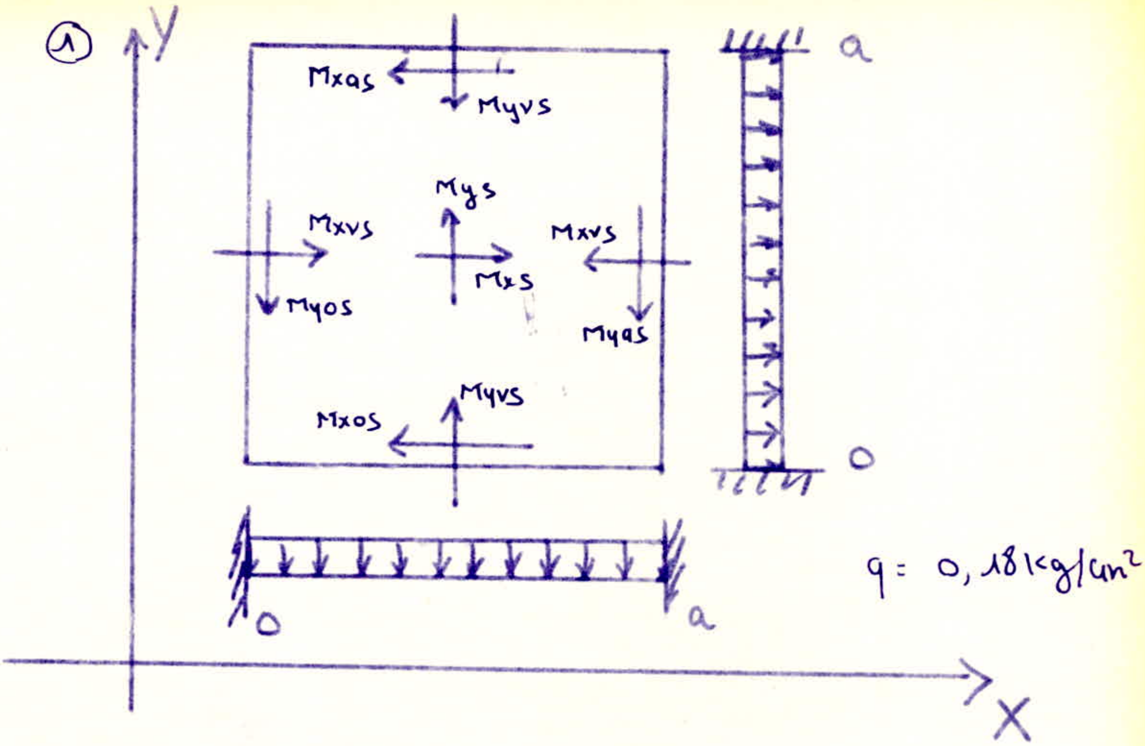
①



②

Dans le cas ②, on separera les 2 triangles et on calculera les moments agissants sur la dalle pour chacun deux et ensuite on additionnera tous les moments sans oublier ceux dus à la charge uniformement repartie.

1



pour notre cas on a : $\gamma = \frac{a}{a} = 1$.

$\mu = 0,15$ (pour le beton).

on a pour ce cas de charge :

$M_{xos} = M_{xas}$.
$M_{yos} = M_{yas}$

$M_{xos} = \mu M_{yvs}$.
$M_{yos} = \mu M_{xvs}$.

Les coefficients étant lus, on calcul directement le moment considéré en multipliant par qa^2.

• $M_{xs} = M_{ys} = 0,0202\, qa^2 = 0,0202 \times 0,18.10^4 \times 4,5^2$

$M_{xs} = M_{ys} = 736$ Kg.m.

$M_{xvs} = M_{yvs} = 0,0515 \times qa^2 = 0,0515 \times 0,18.10^4 \times 4,5^2$

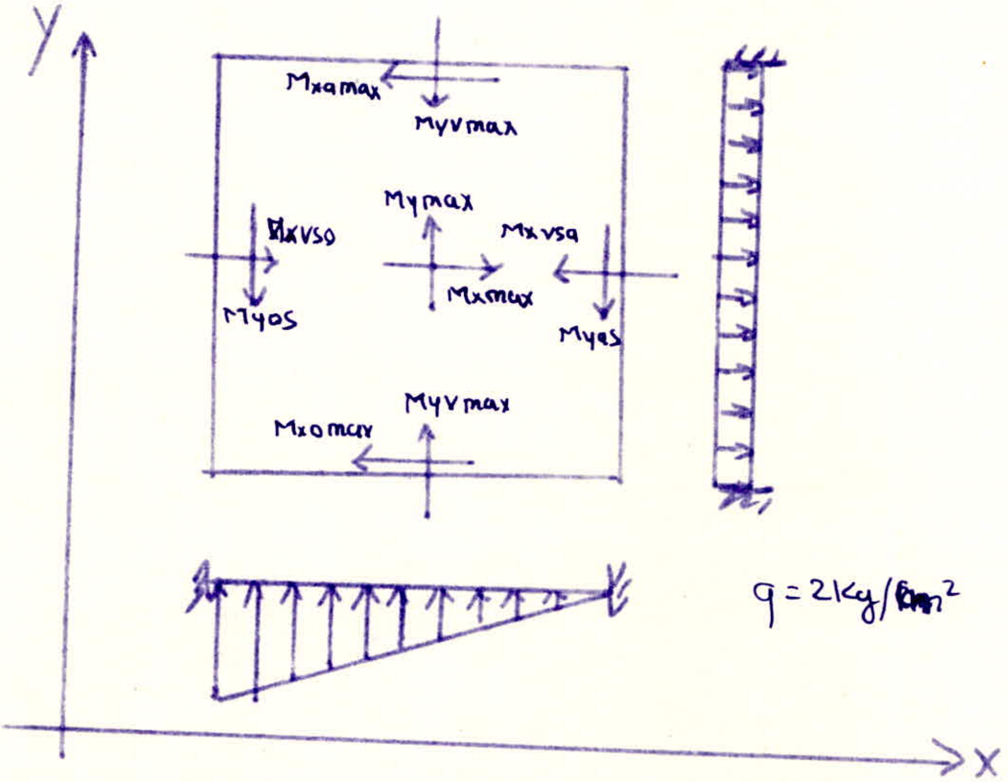
$M_{xvs} = M_{yvs} = 1877$ Kg.m.

$M_{xos} = M_{xas} = \mu M_{yvs} = 281,55$ Kg.m.

$M_{yos} = M_{yas} = \mu M_{xvs} = 281,55$ Kg.m.

② on decompose en 2 cas :

②A .



on a les relations suivants : $\gamma = \frac{a}{a} = 1$

$\mu = 0,15$ (beton)

$M_{xos} = M_{xas} = \mu M_{yvs}$

$M_{xomax} = M_{xamax} = \mu M_{yv}$

$M_{yos} = \mu M_{xvso}$

$M_{yas} = \mu M_{xvsa}$.

Aprés lectures des coefficients on a :

$M_{xmax} = 0,0114 \times 2.10^4 \times 4,5^2 = 4617 \text{ kg.m}$.

$M_{ymax} = 0,0103 \times 2.10^4 \times 4,5^2 = 4172 \text{ kg.m}$

$M_{yvmax} = -0,0270 \times 2.10^4 \times 4,5^2 = -10935 \text{ kg.m}$.

$M_{xamax} = \mu M_{yvmax} = -1640 \text{ kg.m}$.

$M_{xvso} = -0,033 \times 2.10^4 . 4,5^2 = -13365 \text{ kg.m}$.

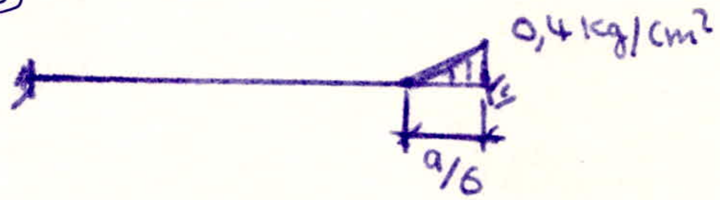
$M_{yos} = \mu M_{xvso} = -2050 \text{ kg.m}$.

$M_{xo\,max} = M_{yv\,max} = M_{xa\,max} = -1640$ kg.m.

$M_{xvsa} = -0{,}0176 \times 2.10^4 . 4{,}5^2 = -7128$ kg.m.

$M_{yas} = -0{,}15 . 7128 = -1070$ kg.m.

2B



on trouve :

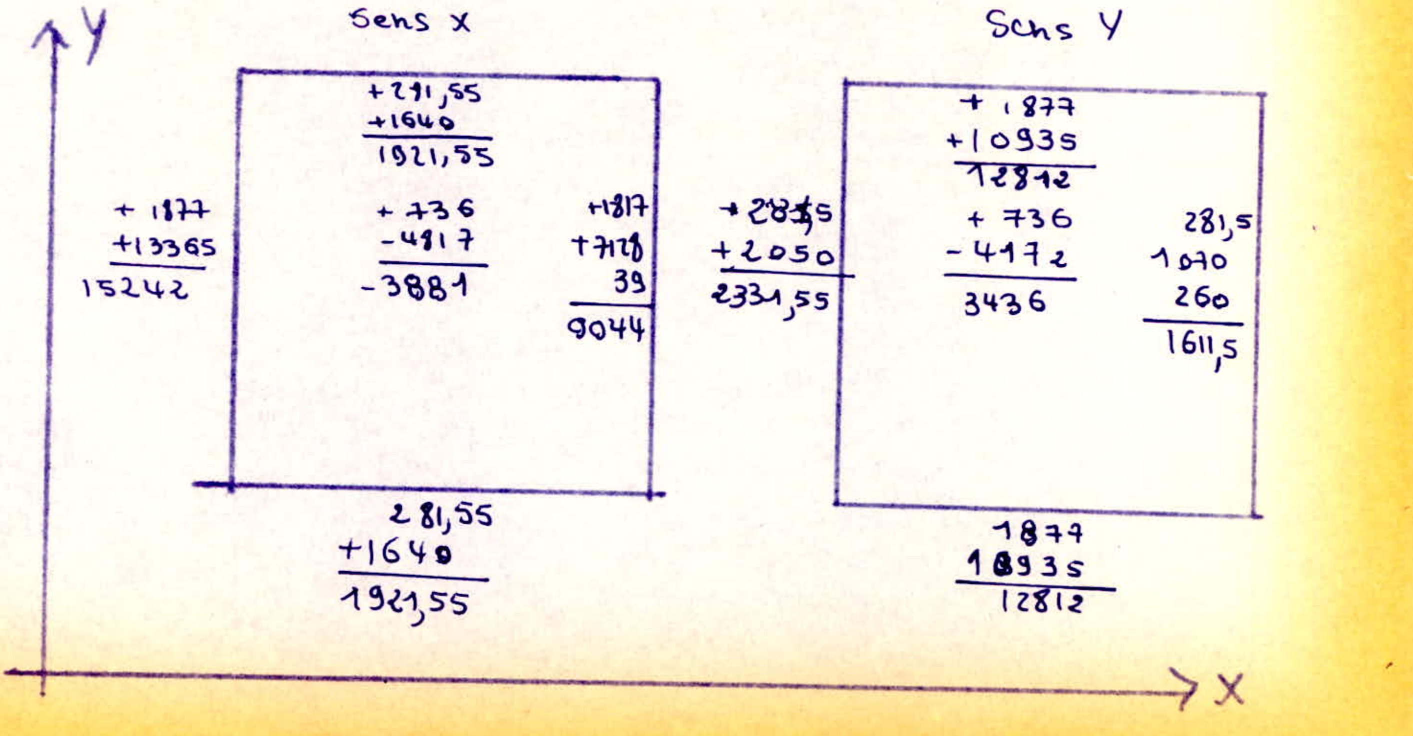
$M_{yas} = -0{,}0032 \times 0{,}4.10^4 . 4{,}5^2 = 260$ kg.m.

$M_{xvsa} = +0{,}15 . 260 = 39$ kg.m.

Les autres moments sont trés negligeables.

Superposition des moments:

En superposant les moments trouvés dans les cas 1 ; 2A et 2B on obtient ainsi les moments agissant sur la dalle de radier.



Caractères mecaniques des Materiaux et Contraintes admissibles.

Resistance nominale :

On la σ'_n ou σ'_{28} pour un ciment dosé à 400 kg/m³

On a : σ'_{28} = 300 bars

Contrainte de Compression admissible :

$$\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_n = (\alpha \beta \gamma \delta \varepsilon)\, \sigma'_n$$

Pour notre cas, on aura :

$\alpha = 1$ (classe 325)

$\beta = 5/6$ car le beton est considéré comme soumis à un controle attenué.

$\gamma = 1$ Car l'epaisseur minimale de l'element de construction est superieure à 4 fois la grosseur m du granulat constitutif.

$$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0{,}30\left(1 + \dfrac{e_0}{3e_1}\right) \\ 0{,}60 \end{array} \right\}$$ pour flexion composée avec compression

et $\delta = 0{,}60$ pour flexion simple ou flexion composée avec traction.

On prendra pour δ la valeur respective de :

$\delta = 0{,}30\left(1 + \dfrac{e_0}{3e_1}\right)$ en flexion composée avec compression si $e_0 < \dfrac{h_t}{2}$

et $\delta = 0{,}60$ dans l'autre cas.

Alors en flexion simple ou flexion composée avec traction, on a :

σ'_b = 153 kg/cm² pour un dosage de 400 kg/m³.

et $\bar{\sigma}'_{b0}$ = 76,5 kg/cm².

Pour la flexion en compression :

$$\bar{\sigma}'_b = \left[1 + \left(\frac{2e_0}{h_t}\right)\right] \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < h_t/2$$

ou $\bar{\sigma}'_b$ = 153 kg/cm² si $e_0 > h_t/2$.

Contrainte de traction admissible :

Pour un dosage de 400 kg/cm² ; $\overline{\sigma_b} = 6,3$ kg/cm²

ACIERS :

Contrainte de traction admissible $\overline{\sigma_a}$

$$\overline{\sigma_a} = \rho_a \cdot \sigma_{en}.$$

Pour $\rho_a = 2/3$ dans le cas des sollicitation du 1er genre.

On a alors :

$\overline{\sigma_a} = 1470$ kg/cm² pour les Fe E 22.

$\sigma_{en} = 2200$ kg/cm².

Limites imposées par les Conditions de fissuration :

On a :

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\,\tilde{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \overline{\sigma_b}}{\phi}}$$

Avec : k : Coefficient dependant des Conséquences de la fissuration.

Pour une fissuration très préjudiciable : $K = 0,5 \times 10^6$.

$\eta = 1$ car on a des ronds lisses.

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{b_o \times 2d}.$$

$$\text{d'ou} \quad \overline{\sigma}_{admissible} = \min \begin{cases} \overline{\sigma_a} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2). \end{cases}$$

En utilisant des ϕ 16 on a $\sigma_2 = 1055$ bars.

En prenant $\overline{\sigma_a} = 1000$ bars, on aura toujours cette valeur comme admissible quelque soit le diamètre inferieur à ϕ 16.

Condition de NON fragilité :

On prend une section dans la dalle de telle manière que la condition de vérification est celle relative aux dalles. On aura alors:

$$\frac{A_2}{bh} > 0,69 \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}}$$

b est la largeur.

h : hauteur utile de la section.

Si $A \geq A_2$ alors on prend la section A calculée.

$A < A_2$ alors on détermine $A_1 = 1,2\ A$.

La section des Armatures longitudinales est $\min(A_1, A_2)$

Le cas où $\rho > 0,40$ (C'est notre cas : $\rho = 1$) :

Si les armatures sont disposées suivant l_x et l_y, elles seront multipliées par les coefficients respectifs : $\frac{2-\rho}{2}$; $\frac{1+\rho}{4}$

Comme dans notre cas $\rho = 1$ on a ces deux rapports égaux à 1/2

d'où :

$$\frac{A_2}{bh} \geq \frac{0,69}{2} \cdot \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}}$$

Pour notre cas, on aura donc :

$$A_2 = 0,345 \times \frac{6,3}{2200} \times 100 \times 20$$

$$A_2 = 1,97\ cm^2.$$

Donc si $A > A_2$, on prendra A comme section tendue

si $A < A_2$, on prendra : $\min \begin{cases} 1,2\ A \\ A_2 = 1,97\ cm^2. \end{cases}$

Calcul des Armatures

Tout d'abord, il faut que la relation : $k = \frac{\overline{\sigma_a}}{\overline{\sigma_b}'}$ soit verifiée c'est à dire on doit avoir :

$$\frac{\overline{\sigma_a}}{k} \geq \overline{\sigma_b}' \quad \text{ce qui nous donne} \quad \frac{1000}{153} \geq k = 6{,}53$$

D'où on aura $k \leq 6{,}53$ et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul de la contrainte τ_b :

$$\tau_b = \frac{T}{b_o . z} \quad \text{avec} \quad z = \frac{7}{8} h$$

On aura $\tau_b = \frac{T}{b_o . z} \Rightarrow \frac{T}{b_o . z} \geq 1{,}15\ \overline{\sigma_b}'$.

d'où on aura $T \geq 1{,}15 \times \overline{\sigma_b}' \times b_o \times z = 267{,}75\ t$.

Calcul de la tranche 4,5 – 5,5 :

On a un beton dosé 400 kg/m^3 non contrôlé avec $\overline{\sigma_b}' = 153\ kg/cm^2$

$\overline{\sigma_b} = 6{,}3\ kg/cm^2$

On a une fissuration très préjudiciable $k = 0{,}5 . 10^6$.

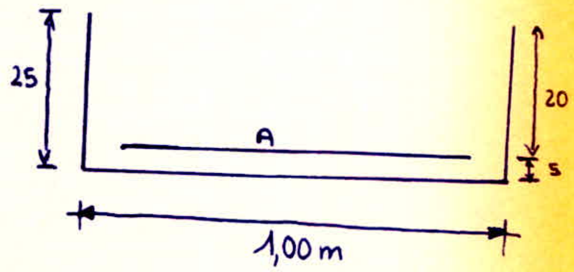
$n = 15$

On prend des armatures Fe E 22.

Calcul des côtés AB et CD :

Appui A et D :

On a $M = 0{,}82\ tm = 820\ kgm$.



Moment par rappot aux aciers tendus nous donne les valeurs tes coefficients qui nous permettent de calculer la section d'aciers

On aura donc : $\mu = \dfrac{15\,M}{\overline{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 820 \cdot 10^2}{1000 \times 100 \times 20^2} = 0{,}3075.$

$$\mu = 0{,}3075 \Rightarrow \begin{cases} k = 51{,}0. \\ \varepsilon = 0{,}9242. \end{cases}$$

On calcule $A = \dfrac{M}{\overline{\sigma}_a\, \varepsilon h} = \dfrac{820 \times 10^2}{1000 \times 0{,}9242 \times 20} = 4{,}44\ cm^2.$

Calcul de $\sigma'_b = \dfrac{\overline{\sigma}_a}{k} = \dfrac{1000}{51{,}0} = 84{,}3 < \overline{\sigma}'_b = 153$

d'où $\sigma'_b < \overline{\sigma}'_b$

$$\boxed{A = 4 \phi 12 = 4{,}52\ cm^2}$$

Côté AB - CD : en travée : $\overline{\sigma}_a = 10^3\ kg/cm^2.$

On a le moment $M = 3244\ kgm.$

Calcul de la Section d'acier :

$$\mu = \frac{15\,M}{\overline{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 3224 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}121$$

$$\mu = 0{,}121 \Rightarrow \begin{cases} k = 21{,}8 \\ \varepsilon = 0{,}8641 \end{cases}$$

On tire $A = \dfrac{M}{\overline{\sigma}_a\, \varepsilon h} = \dfrac{3224 \cdot 10^2}{10^3 \times 0{,}8641 \times 20} = 18{,}56\ cm^2$

On prend $A = 6 \phi 20 = 18{,}85\ cm^2$

Mais on prend plutôt $\boxed{A = 10 \phi 16 = 20{,}17\ cm^2.}$

Côté AB - CD : Appui B et C

On a le moment $M = 4572{,}3\ kgm.$

Calcul de la section des Aciers :

$$\mu = \frac{15\,M}{\overline{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 4572{,}3 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}1715$$

$\mu = 0{,}1715 \Rightarrow \begin{cases} k = 0{,}8447 \\ \varepsilon = 17{,}2 \end{cases}$

Calcul de $A = \dfrac{M}{\overline{\sigma}_a \, \varepsilon h} = \dfrac{4572{,}3 \cdot 10^2}{10^3 \cdot 0{,}8447 \times 20} = 27{,}06 \text{ cm}^2$

On prend $\boxed{A = 15 \, \varnothing \, 16 = 30{,}15 \text{ cm}^2}$.

Côté BC : Appui B et C

On a $M = 4572{,}3$ kgm.

$N = 6110$ kg (traction)

On a $\mathcal{M} = 4572{,}3 - 6110 \times 0{,}075 = 4114{,}05$ kgm.

Calcul de la Section d'acier :

$$\mu = \frac{15\, M}{\overline{\sigma}_a \, b h^2} = \frac{15 \times 4114{,}05 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \cdot 10^2} = 0{,}1543$$

$\mu = 0{,}1543 \Rightarrow \begin{cases} k = 18{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}8508. \end{cases}$

On aura alors :

$$A_1 = \frac{4114{,}05 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}8508 \times 20} = 24{,}18 \text{ cm}^2$$

On aura donc :

$$A = A_1 + \frac{N}{\overline{\sigma}_a} = 24{,}18 + 6{,}11 = 30{,}29 \text{ cm}^2$$

On prend $\boxed{A = 16 \, \varnothing \, 16 = 32{,}16 \text{ cm}^2}$.

Côté BC : en travée :

On a le Moment $M = 1359$ kgm et l'effort normal $N = 6110$ kg (traction)

Calculons l'excentricité $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{1359 \cdot 10^2}{6110} = 22$ cm.

Calcul du Moment s'exerçant : $\mathcal{M} = M - N \times h$

$$\mathcal{M} = 1359 - 6110 \times 0{,}075 = 900{,}75 \text{ kgm}.$$

$$\mu = \frac{15\,\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 900,75 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4.10^2} = 0,0338$$

$$\mu = 0,0338 \Rightarrow \begin{cases} k = 48,2 \\ \varepsilon = 0,9209 \end{cases}$$

Calcul de $A_1 = \dfrac{900,75 \times 10^2}{10^3 \times 0,9209 \times 20} = 9,78\ cm^2.$

Calcul de la section totale d'aciers A:

$$A = A_1 + \frac{N}{\bar{\bar{\sigma}}_a} = 9,78 + 6,11 = 15,98\ cm^2$$

On prend alors $8\,\phi\,16 = 16,13\ cm^2.$

d'où $\boxed{A = 8\,\phi\,16 = 16,13\ cm^2.}$

Côté AD:

Aux appuis A et D:

On a: M = 820 kgm.

N = 4431 kg

Calcul de l'excentricité $e_o = \dfrac{M}{N} = \dfrac{820}{4431} = 18,5\ cm.$

Calcul du moment s'exerçant: $\mathcal{M} = 820 - 4431 \times 0,075 = 487,68\ kgm.$

Calcul de la section d'acier:

$$\mu = \frac{15\,\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 487,68 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0,0183.$$

$$\mu = 0,0183 \Rightarrow \begin{cases} k = 69 \\ \varepsilon = 0,9405 \end{cases}$$

Calcul de $A_1 = \dfrac{487,68 \,.\, 10^2}{10^3 \times 0,9405 \times 20} = 5,19\ cm^2$

$$A = 5,19\ cm^2 + 4,431\ cm^2 = 9,621\ cm^2$$

On prend $\boxed{A = 5\,\phi\,16 = 10,05\ cm^2.}$

En travée :

On a : $M = 2433$ kgm.

$N = 4431$ kg.

On note que $e_0 = \frac{M}{N} > h/2$.

On aura donc : $\mathcal{M} = 2433 - 4431 \times 0,075 = 2100,68$ kgm.

Calcul de la Section des Aciers :

$$\mu = \frac{15 \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \, b h^2} = \frac{15 \times 2100,68 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0,07877.$$

$$\mu = 0,07877 \Rightarrow \begin{cases} k = 28,8 \\ \varepsilon = 0,8858 \end{cases}$$

Calcul de $A_1 = \dfrac{2100,68 \times 10^2}{10^3 \times 0,8858 \times 20} = 23,71 \text{ cm}^2$

$A = 23,71 + 4,431 = 28,14 \text{ cm}^2$

On prend $\boxed{A = 10 \, \phi 16 = 31,16 \text{ cm}^2}$

2ème TRANCHE

Côté AB _ CD :

Appui C et D :

On donne $M = 562$ kgm.

$T = 3712$ kg

Calcul de la Section d'aciers :

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 562 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0211.$$

$$\mu = 0{,}0211 \Rightarrow \begin{cases} k = 63{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}9363 \end{cases}$$

Calcul de $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon h} = \dfrac{562 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9363 \times 20} = 3\,cm^2.$

On prend $A = 3\phi 12 = 3{,}39\,cm^2.$

Appui B et C :

On a $M = 3900$ kgm.

$T = 5198$ kg

Calcul de la Section d'aciers:

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 3900 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}1403$$

$$\mu = 0{,}1403 \Rightarrow \begin{cases} k = 19{,}2 \\ \varepsilon = 0{,}8538 \end{cases}$$

On aura $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon h} = \dfrac{3900 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}8538 \times 20} = 22{,}84\,cm^2$

On prend alors : $\boxed{A = 12\,\phi\,16 = 24{,}12\,cm^2}$

En travée :

On a $M = 2778$ kgm $\Rightarrow \mu = \dfrac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 2778 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}1042$

$\mu = 0,1042 \Rightarrow \begin{cases} k = 24 \\ \varepsilon = 0,8718 \end{cases}$

Calcul de $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \, \varepsilon h} = \dfrac{2778 \times 10^2}{10^3 \times 0,8718 \times 20} = 15,93 \text{ cm}^2$

On prend $\boxed{A = 8 \, \phi \, 16 = 16,13 \text{ cm}^2.}$

Côté BC :

Appui B et C :

On a : $\begin{cases} M = 3890 \text{ kgm.} \\ N = 5198 \text{ kg (Traction)} \\ T = 4455 \text{ kg} \end{cases}$

Calcul de l'excentricité $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{3890}{5198} = 74,8 \text{ cm}$ ⇒ partiellement comprimé

$\mathcal{M} = 3890 - 5198 \times 0,075 = 3500,2 \text{ kgm.}$

Calcul de A :

$\mu = \dfrac{15 \, \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \, b h^2} = \dfrac{15 \times 3500,2 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0,1313$

$\mu = 0,1313 \Rightarrow \begin{cases} k = 20,6 \\ \varepsilon = 0,8596 \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \dfrac{3500,2 \,.\, 10^2}{10^3 \times 0,8596 \,.\, 20} = 20,36 \text{ cm}^2$

On aura alors : $A = A_1 + \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = 20,36 + 5,198 = 25,458 \text{ cm}^2$

On prend $\boxed{A = 13 \, \phi \, 16 = 26,03 \text{ cm}^2.}$

En travée :

$M = 1122 \text{ kgm.}$

$N = 5198 \text{ kg}$

On a $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{1122}{5198} = 21,5 \text{ Cm}$ ⇒ partiellement comprimé.

Calcul de $\mathcal{M} = M - N \times h = 1122 - 5198 \times 0{,}075 = 732{,}15$ kgm

Calcul de : $\mu = \dfrac{15\,\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 732{,}15}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0275$

$\mu = 0{,}0275 \Rightarrow \begin{cases} k = 54{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}9281 \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \dfrac{732{,}15 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9281 \times 20} = 3{,}94\ cm^2$

Calcul de $A = A_1 + \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = 3{,}94 + 5{,}198 = 9{,}138\ cm^2$

On prend $\boxed{A = 9 \phi 12 = 10{,}18\ cm^2}$.

Côté DA :

Aux appuis A et D :

On a $\begin{cases} M = 550 \text{ kgm.} \\ N = 3712 \text{ kg} \\ T = 1485 \text{ kg} \end{cases}$

Calcul de $\mathcal{M} = 550 - 3712 \times 0{,}075 = 271{,}6$ kgm.

Calcul des armatures :

$\mu = \dfrac{15 \times \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 271{,}6 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}01019$

$\mu = 0{,}01019 \Rightarrow \begin{cases} k = 95{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}9548 \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \dfrac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon h} = \dfrac{271{,}6 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9548 \times 20} = 1{,}42\ cm^2$

Calcul de $A = A_1 + \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1{,}42 + 3{,}712 = 5{,}132\ cm^2$

On aura donc $\boxed{A = 5 \phi 12 = 5{,}65\ cm^2}$

En travée :

On a $\begin{cases} M = 2219 \text{ kgm} \\ N = 3712 \text{ kg} \end{cases}$

Calcul de $\mathcal{M} = M - N \times h = 2219 - 3712 \times 0{,}075 = 1940{,}6$ kg

Calcul de $\mu = \dfrac{15\,\mathcal{M}}{\overline{\sigma_a}\, b h^2} = \dfrac{15 \times 1940{,}6 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0728$

$\mu = 0{,}0728 \Rightarrow \begin{cases} k = 0{,}8896 \\ \varepsilon = 30{,}3. \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \dfrac{1940{,}6 \cdot 10^2}{10^3 \times 0{,}8896 \times 20} = 8{,}63 \text{ cm}^2.$

$A = A_1 + \dfrac{N}{\overline{\sigma_a}} = 8{,}63 + 3{,}712 = 12{,}342 \text{ cm}^2$

On prend : $\boxed{A = 7 \varnothing 16 = 14{,}07 \text{ cm}^2}$

3ème TRANCHE.

Côté AB et CD :

Aux appuis A et D :

On a $\begin{cases} M = 550 \text{ kgm.} \\ N = 0 \\ T = 4232 \text{ kg} \quad \text{(traction)} \end{cases}$

Calcul de $\mu = \dfrac{15\ M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 550 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4.10^2} = 0{,}021.$

$\mu = 0{,}021 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9363 \\ k = 63{,}5. \end{cases}$

Calcul de $A = \dfrac{550 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9363 \times 20} = 2{,}94 \text{ cm}^2$

On prend : $\boxed{A = 3 \phi 12 = 3{,}39 \text{ cm}^2}$

Aux appuis B et C :

On a : $M = 3213$ kgm.

$N = 0$

$T = 3050$ kg (Traction)

Calcul de $\mu = \dfrac{15\ M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 3213 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}12049$

$\mu = 0{,}12049 \Rightarrow \begin{cases} k = 21{,}8 \\ \varepsilon = 0{,}8641 \end{cases}$

Calcul de $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon\, h} = \dfrac{3213 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}8641 \times 20} = 18{,}6 \text{ cm}^2$

On prend : $\boxed{A = 10 \phi 16 = 20{,}17 \text{ cm}^2.}$

En travée :

On a $M = 2220$ kgm

$N = 0$

$$\mu = \frac{15\ M}{\bar{\sigma}_a\ b h^2} = \frac{15 \times 2220 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0,08330.$$

$$\mu = 0,08330 \Rightarrow \begin{cases} k = 27,8 \\ \varepsilon = 0,8832 \end{cases}$$

On aura alors : $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a\ \varepsilon h} = \dfrac{2220 \times 10^2}{10^3 \times 0,8832 \times 20} = 12,57\ cm^2$

On prend : $\boxed{A = 7\ \phi 16 = 14,07\ cm^2.}$

Côté BC :

Aux appuis B et C :

On a $\begin{cases} M = 3201\ kgm. \\ N = 3050\ kg\ \text{(traction)} \\ T = 3640\ kg. \end{cases}$

Calcul de l'excentricité : $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{3201}{3050} \Rightarrow$ partiellement comprimée

Calcul de $\mathcal{M} = 3201 - 3050 \times 0,075 = 2972,25$ kgm.

Calcul de

$$\mu = \frac{15\ \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\ b h^2} = \frac{15 \times 2972,25 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0,1115$$

$$\mu = 0,1115 \Rightarrow \begin{cases} k = 23 \\ \varepsilon = 0,8684 \end{cases}$$

Calcul de $A_1 = \dfrac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\ \varepsilon h} = \dfrac{2972,25 \times 10^2}{10^3 \times 0,8684 \times 20} = 17,11\ cm^2$

Calcul de $A = A_1 + \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = 17,11 + 3,05 = 20,16\ cm^2$

On prend $\boxed{A = 10\ \phi 16 = 20,17\ cm^2}$

En travée :

On a $M = 900$ kgm.

$N = 3050$ kg

Calcul de $\mathcal{M} = M - N \times h = 900 - 3050 \times 0{,}075 = 671{,}25$ kgm

Calcul de $\mu = \dfrac{15\,\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 671{,}25}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0252$

$\mu = 0{,}0252 \Rightarrow \begin{cases} k = 57 \\ \varepsilon = 0{,}9306 \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \dfrac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon h} = \dfrac{671{,}25}{10^3 \times 0{,}9306 \times 20} = 3{,}61\ cm^2$

On aura $A = A_1 + \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = 3{,}61 + 3{,}05 = 6{,}66\ cm^2$

On prend alors : $\boxed{A = 6\,\phi 12 = 6{,}78\ cm^2}$

Côté AD :

Aux appuis A et D :

On a $\begin{cases} M = 310 \text{ kgm.} \\ N = 4232 \text{ kg} \\ T = 1483 \text{ kg} \end{cases}$

Calcul de l'excentricité : $e = \dfrac{M}{N} = 0{,}073$ m.

La resultante des forces exterieures tombe entre les armatures, on aura une section entièrement tendue.

Calcul de $A_1 = \dfrac{4232 \times 0{,}2}{15 \times 100} = 56 . 10^{-3}$ négligeable

Mais on prendra $1{,}97\ cm^2 = 2\phi 12$

Calcul de $A_2 = \dfrac{4232 \times 14{,}8}{15 \times 100} = 4{,}2\ cm^2$

On aura alors : $\boxed{A = 4\,\phi 12 = 4{,}52\ cm^2}$

En travée :

On a $M = 1975$ kgm.

$N = 4232$ kg

Calcul de

$$\mu = \frac{15\,M}{\overline{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 1975 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0741$$

$$\mu = 0{,}0741 \Longrightarrow \begin{cases} k = 29{,}9 \\ \varepsilon = 0{,}8886 \end{cases}$$

On aura $A = \dfrac{1975 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}8886 \times 20} = 11{,}113 \text{ cm}^2$.

On prend : $\boxed{A = 6\,\phi\,16 = 12{,}10 \text{ cm}^2}$.

4ème TRANCHE

Côtés AB et CD :

Aux appuis A et D :

On a $M = 125$ kgm et $T = 2288$ kg

Calcul de $\mu = \dfrac{15M}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \dfrac{15 \times 125 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0047$

$\mu = 0{,}0047 \Rightarrow \begin{cases} k = 0{,}9686 \\ \varepsilon = 144 \end{cases}$

Calcul de $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \dfrac{125 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9686 \times 20} = 0{,}65\ cm^2$

On prend alors : $\boxed{A = 5 \phi 8 = 2{,}51\ cm^2}$

Aux appuis B et C :

On a : $M = 2530$ kgm et $T = 3356$ kg.

Calcul de :

$\mu = \dfrac{15M}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \dfrac{15 \times 2530 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0949$

$\mu = 0{,}0949 \Rightarrow \begin{cases} k = 25{,}6 \\ \varepsilon = 0{,}878 \end{cases}$

On prend alors : $\boxed{A = 8 \phi 16 = 16{,}13\ cm^2}$

En travée :

On a $M = 1852$ kgm.

Calcul de $\mu = \dfrac{15M}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \dfrac{15 \times 1852 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0695$

$\mu = 0{,}0695 \Rightarrow \begin{cases} k = 31{,}2 \\ \varepsilon = 0{,}8918 \end{cases} \Rightarrow A = \dfrac{1852 \cdot 10^2}{10^3 \times 0{,}8918 \times 10^2} = 10{,}4\ cm^2$

Par calcul, on trouve : $A = 10,4\ cm^2$

On prend : $\boxed{A = 6\phi 16 = 14,07\ cm^2}$

Côté BC :

Aux appuis B et C :

On a : $\begin{cases} M = 2510\ kgm. \\ N = 3356\ kg \\ T = 2822\ kg \end{cases}$

Calcul de $\mathcal{M} = M - N \times h' = 2510 - 3356 \times 0,075 = 2258,3\ kgm.$

Calcul de

$$\mu = \frac{15\ \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\ b h^2} = \frac{2258,3 \times 15 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0,0847$$

$$\mu = 0,0847 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,8824 \\ k = 27,5 \end{cases}$$

On tire $A_1 = \dfrac{2258,3 \times 10^2}{10^3 \times 0,8824 \times 20} = 12,8\ cm^2$

Calcul de $A = A_1 + \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = 12,8 + 3,36 = 16,16\ cm^2$

On prend : $\boxed{A = 9\ \phi\ 16 = 18,15\ cm^2}$

En travée :

On a $M = 670\ kgm.$

$N = 3356\ kg.$

l'Excentricité est $e = \dfrac{M}{N} > 7,5$ partiellement comprimé

Calcul de $\mathcal{M} = 670 - 3356 \times 0,075 = 418,3\ kgm$

Calcul de $\mu = \dfrac{15\ \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a\ b h^2} = \dfrac{15 \times 418,3 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0,0157$

Calcul de $\mu = 0{,}0157 \Rightarrow \begin{cases} k = 75 \\ \varepsilon = 0{,}9445 \end{cases}$

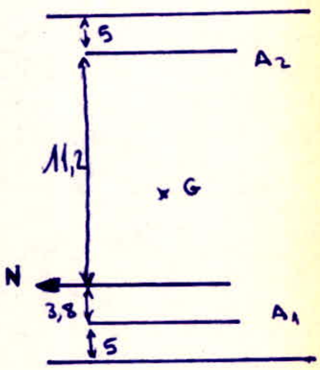
Calcul de $A_1 = \dfrac{418{,}3 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9445 \times 20} = 2{,}21\ \text{cm}^2$

Calcul de $A = A_1 + \dfrac{N}{\sigma_a} = 2{,}21 + 3{,}36 = 5{,}57\ \text{cm}^2$

On prend alors : $\boxed{A = 5\,\text{Ø}12 = 5{,}65\ \text{cm}^2}$

Côté AD :

Appuis A et D :



On a $M = 85$ kgm.

$N = 2288$ kg

$T = 1485$ kg

Calcul de l'excentricite e :

$e = \dfrac{M}{N} = 3{,}8$ cm. ⇒ entierement tendue.

Calcul de $A_1 = \dfrac{2288 \times 3{,}8}{10^3 \times 15} = 0{,}58\ \text{cm}^2$ (négligeable)

$A_2 = \dfrac{2288 \times 11{,}2}{10^3 \times 15} = 1{,}71\ \text{cm}^2$

On prend $\boxed{A_2 = 5\,\text{Ø}8 = 2{,}51\ \text{cm}^2}$

En travée :

On a $M = 1749$ kgm.

$N = 2288$ kg

Calcul de $\mathcal{M} = 1749 - 2288 \times 0{,}075 = 1577{,}4$ kgm

Calcul de $\mu = \dfrac{15 \times \mathcal{M}}{\sigma_a\, b\, h^2} = \dfrac{15 \times 1577{,}4 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0592$

$\mu = 0{,}0592 \Rightarrow \begin{cases} k = 34{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}8990 \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \dfrac{1577{,}4 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}8990 \times 20} = 8{,}77 \text{ cm}^2$

Calcul de $A = A_1 + \dfrac{N}{\sigma_a} = 8{,}77 + 2{,}288 = 11{,}058 \text{ cm}^2$

On aura donc : $\boxed{A = 6 \phi 16 = 12{,}10 \text{ cm}^2}$

DERNIERE TRANCHE :

Coté AB et CD :

Appuis A et D :

On a $M = 120$ kgm.

$T = 1570$ kg

Calcul de $\mu = \dfrac{120 \times 15 \times 10^2}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0{,}0045$

$\mu = 0{,}0045 \Rightarrow \begin{cases} k = 148 \\ \varepsilon = 0{,}9693 \end{cases}$

On aura $A = \dfrac{120 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9693 \times 20} = 0{,}62 \text{ cm}^2$

On prend $\boxed{A = 5 \phi 8 = 2{,}51 \text{ cm}^2.}$

Appuis B et C :

On a $M = 1834$ kgm.

$T = 2430$ kg

Calcul de $\mu = \dfrac{15 M}{\sigma_a b h^2} = 0{,}257$

$\mu = 0,257 \Rightarrow \begin{cases} k = 12,8 \\ \varepsilon = 0,8201 \end{cases}$

Calcul de $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \dfrac{1834 \times 10^2}{10^3 \times 0,8201 \times 20} = 11,2 \text{ cm}^2$

On prend $\boxed{A = 6 \phi 16 = 12,10 \text{ cm}^2}$

En travée :

On a : $M = 1402$ kgm

Calcul de $\mu = \dfrac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \dfrac{15 \times 1402}{10^3 \times 10^2 \times 4 \times 10^2} = 0,0526$

$\mu = 0,0526 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9308 \\ k = 37. \end{cases}$

Calcul de $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \dfrac{1402 \times 10^2}{10^3 \times 0,9308 \times 20} = 7,76 \text{ cm}^2$

On prend : $\boxed{A = 4 \phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2}$

Côté BC :

Aux appuis B et C :

On a $\begin{cases} M = 1824 \text{ kgm} \\ N = 2430 \text{ kg} \\ T = 2000 \text{ kg} \end{cases}$

Calcul du Moment $\mathcal{M} = M - N \times h' = 1824 - 2430 \times 0,075$

$= 1641,75$ kgm

Calcul de $\mu = \dfrac{15 \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,06156$

$\mu = 0,06156 \Rightarrow \begin{cases} k = 33,6 \\ \varepsilon = 0,8971 \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1641,75 \times 10^2}{10^3 \times 0,8971 \times 20} = 9,15 \text{ cm}^2$

On prend :

$$A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 9,15 + 2,43 = 11,58 \text{ cm}^2$$

On aura alors : $\boxed{A = 6 \phi 16 = 12,10 \text{ cm}^2.}$

En travée :

On aura : $M = 432$ kgm

$N = 2430$ kg

Calcul de $\mathcal{M} = M - N \times h' = 432 - 2430 \times 0,075 = 249,75$ kgm

Calcul de $\mu = \frac{15 \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0094$

$$\mu = 0,0094 \Rightarrow \begin{cases} k = 99,5 \\ \varepsilon = 0,9563 \end{cases}$$

Calcul de $A_1 = \frac{249,75 \times 10^2}{10^3 \times 0,9563 \times 20} = 1,31 \text{ cm}^2$

On calculera $A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,31 + 2,43 = 3,74 \text{ cm}^2$

On aura alors : $\boxed{A = 4 \phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2.}$

Côté AD :

Aux appuis A et D :

On a : $M = 148$ kgm.

$N = 1570$ kg

$T = 1490$ kg

Calcul de $\mathcal{M} = M - N \times h' = 148 - 1570 \times 0,075 = 30,25$ kgm

Calcul de $\mu = \frac{15 \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,00113$

$\mu = 0{,}00113 \Rightarrow \begin{cases} k = 300 \\ \varepsilon = 0{,}9841 \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \dfrac{\mathcal{M}}{\overline{\sigma_a}\, \varepsilon h} = \dfrac{30{,}25 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9841 \times 20} = 0{,}15$

Le calcul de $A = A_1 + \dfrac{N}{\overline{\sigma_a}} = 0{,}15 + 1{,}57 = 1{,}72 \text{ cm}^2$

On prend comme section :

$$\boxed{A = 5\phi 8 = 2{,}51 \text{ cm}^2.}$$

En travée :

On a $\begin{cases} M = 1523 \text{ kgm.} \\ N = 1570 \text{ kg} \end{cases}$

Calcul de $\mathcal{M} = M - N \times h' = 1523 - 1570 \times 0{,}075 = 1405{,}25 \text{ kgm}$

Calcul de $\mu = \dfrac{15\, \mathcal{M}}{\overline{\sigma_a}\, b h^2} = 0{,}0527$

$\mu = 0{,}0527 \Rightarrow \begin{cases} k = 37 \\ \varepsilon = 0{,}9038 \end{cases}$

Calcul de $A_1 = \dfrac{1405{,}25 \times 10^2}{10^3 \times 0{,}9038 \times 20} = 7{,}77 \text{ cm}^2$

On aura $A = A_1 + \dfrac{N}{\overline{\sigma_a}} = 7{,}77 + 1{,}57 = 9{,}34 \text{ cm}^2$

On prendra alors comme section :

$$\boxed{A = 5\phi 16 = 10{,}05 \text{ cm}^2.}$$

– REPARTITION DES ARMATURES –

A		B
5∅8	4∅16	6∅16
5∅8	6∅16	9∅16
4∅12	7∅16	10∅16
5∅12	8∅16	13∅16
9∅12	10∅16	16∅16

– Côté AB –

B		C
6∅16	4∅12	6∅16
9∅16	5∅12	9∅16
10∅16	6∅12	10∅16
13∅16	9∅12	13∅16
16∅16	8∅16	16∅16

Côté BC

C		D
6∅16	4∅16	5∅8
9∅16	6∅16	5∅8
10∅16	7∅16	4∅12
13∅16	8∅16	5∅12
16∅16	10∅16	9∅12

Côté CD

D		A
5∅8	5∅16	5∅8
5∅8	6∅16	5∅8
4∅12	6∅16	4∅12
5∅12	7∅16	5∅12
9∅12	16∅16	9∅12

Côté DA.

* Les armatures de Repartition:

Pour les aciers porteurs ∅ 16 et ∅ 12, on aura respectivement des ∅12 et des ∅8. Les espacements sont régis par le CCBA 68.

Calcul des armatures Pour le radier.

dans le sens X

- A l'encastrement en $x = \frac{a}{2}$ et $y = 0$, $y = a$.

on a : $M = 1921,55$.

$$\mu = \frac{15 \times 1921,55 \cdot 10^2}{1000 \times 100 \times 20^2} = 0,072.$$

$\Rightarrow k = 30,5$.
$\varepsilon = 0,8901$

d'où

$$A = \frac{1921,55 \cdot 10^2}{1000 \times 0,8901 \times 20} = 10,79 \text{ cm}^2.$$

$$\boxed{A \to 6 \phi 16 = 12,06 \text{ cm}^2.}$$

$1\phi 16 \cdot c \cdot 16$ cm.

- en $y = \frac{a}{2}$ dans le sens X : $M = 3881$ Kg.m

en travée :

$$\mu = \frac{3881 \times 10^2 \times 15}{1000 \times 100 \times 20^2} = 0,145.$$

$\Rightarrow k = 19,3$
$\varepsilon = 0,8543$

$$A = \frac{3881 \times 10^2}{1000 \times 0,8542 \times 20} = 22,71 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A \to 12 \phi 16 = 24,12 \text{ cm}^2}$$

$1 \phi 16 \cdot c\ 8$ cm.

En appui $M = 15242$ Kg.m.

$$\mu = \frac{15 \times 15242 \cdot 10^2}{1000 \times 100 \times 20^2} = 0,57.$$

$\Rightarrow k = 5,9$
$\varepsilon = 0,7717$

$$\Rightarrow A = \frac{15242 \cdot 10^2}{1000 \times 0,7717 \times 20} = 98,7 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A \rightarrow 50\ \phi 16 = 100{,}5\ cm^2}$$ $1\phi 16.c.2cm.$

Sens Y :

en $x = \frac{a}{2}$ et $y = 0$
$y = a$

$M = 12812\ Kg.m.$

d'où $\mu = \frac{15 \times 12812 \times 10^2}{1000 \times 100 \times 20^2} = 0{,}48 \Rightarrow$ $k = 8$, $\varepsilon = 0{,}7826$

d'où : $A = \frac{12812 \times 10^2}{1000 \times 0{,}7826 \times 20} = 81{,}85\ cm^2$

$$\boxed{A \rightarrow 41\ \phi 16 = 82{,}41\ cm^2}$$ $1\phi 16.c.2{,}5cm.$

- en $x = a/2$, $y = a/2$ on a : $M = 3436\ Kg.m.$

$\mu = \frac{15 \times 3436 \times 10^2}{1000 \times 100 \times 20^2} = 0{,}128.$

$\Rightarrow k = 21$
$\varepsilon = 0{,}8611$

$A = \frac{3436 \times 10^2}{1000 \times 0{,}8611 \times 20} = 19{,}95\ cm^2$

$$\boxed{A \rightarrow 10\ \phi 16 = 20{,}10\ cm^2}$$ $1\phi 16.c.10cm.$

- En $y = a/2$ $\begin{cases} x = 0 \\ x = a \end{cases}$ on a : $M = 2331{,}55\ Kg.m.$

$\mu = \frac{15 \times 233155}{1000 \times 100 \times 20^2} = 0{,}087$

$\Rightarrow k = 27$
$\varepsilon = 0{,}8810$

on deduit $A = \frac{233155}{1000 \times 0{,}881 \times 20} = 13{,}23\ cm^2$

$\boxed{A \to 7\phi 16 = 14{,}07 cm^2}$ $1\phi 16 . c . 14\ cm$.

Les armatures de repartitions, pour tout le radier, seront des ϕ 12. et les espacement elles seront fonction des armatures qui supportent l'effort en respectant les normes CCBA 68.

Ferraillage de la poutre longitudinale :

Les efforts d'amarrage ont un caractère de forces concentrées, mais leur action peut être repartie par la poutre longitudinale sur laquelle sont fixés les bollards. Ces efforts ont pour direction celle de amarres.
Pour notre cas, comme nous l'avons imposé, cet effort d'amarrage sera sous forme de charge repartie le long de la poutre et d'intensité 1,5 t/ml. = q.
La poutre sera considéré comme un système de poutres continues les appuis étant espacés de 4,5 m car des armatures en attente du caisson feront l'appui.

on a donc pour chaque poutre :

$$Mo = q\frac{l^2}{8} = 1{,}5 \times \frac{4{,}5^2}{8} = 3{,}80\ t.m.$$

Mo : la valeur maximale du moment flechissant, en considerant la travée libre.

Mw : valeur absolue du moment à l'appui gauche.

Me : valeur absolue du moment à l'appui de droite

Mt : le moment maximal en travée.

xo : distance à l'appui de gauche de la section dans laquelle se produit Mt correspondant à Mw et Me.

on a : $$M_t + M_w \frac{l - x_0}{l} + M_e \frac{x_0}{l} \geq 1{,}15 M_0$$

moment à une distance x quelconque :

$$M(x) = M_W + \frac{M_e - M_W}{\ell} x + q \frac{x(\ell - x)}{2}$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = 0 \quad \text{si } x = x_0 .$$

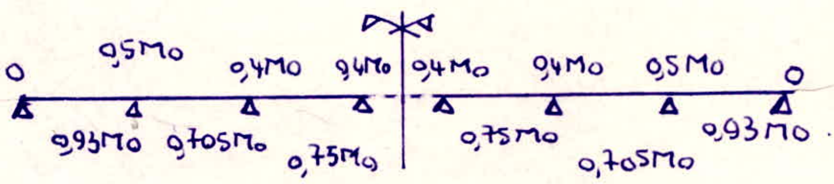
c-a-d : $$\frac{M_e - M_W}{\ell} + \frac{q}{2} (\ell - 2x_0) = 0 .$$

$$\frac{q}{2} (\ell - 2x_0) = \frac{-M_e - M_W}{q\ell^2}$$

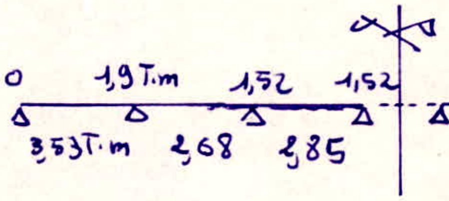
en remplaçant dans (1) on a :

$$M_t + \frac{|M_W| + |M_e|}{2} - \frac{[|M_e| - |M_W|]^2}{q\ell^2} \geq 1,15 M_0$$

En utilisant les valeurs données dans le tableau de CHARON. on obtient la repartition suivante :



ce qui correspond aux valeurs suivantes :



Le calcul des armature se fait en considerant la section telle que : $\begin{cases} b = 50 \text{ cm.} \\ h_t = 60 \text{ cm.} \end{cases}$

on considère la section soumise à la flexion simple.

Les armatures en travée seront calculées avec le plus grand moment agissant en travée, il en sera de même pour les appuis.

<u>en travée :</u> $M = 3{,}53$ T.m.

$$\mu = \frac{15M}{\overline{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 3{,}53 \cdot 10^5}{10^3 \times 50 \times 55^2} = 0{,}035.$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 0{,}9199.$$
$$k = 47{,}4.$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\overline{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{3{,}53 \cdot 10^5}{1000 \cdot 0{,}9199 \times 55} = 6{,}97 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A \rightarrow 5\,\phi 14 = 7 \text{ cm}^2}$$

<u>En appui :</u> $M = 1{,}9$ T.m.

$$\mu = \frac{15 \times 1{,}9 \times 10^5}{10^3 \; 50 \times 55^2} = 0{,}019.$$

$$\Rightarrow k = 67{,}5$$
$$\varepsilon = 0{,}9394.$$

$$A = \frac{1{,}9 \cdot 10^5}{10^3 \times 0{,}019 \times 55} = 3{,}7 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A \rightarrow 5\,\phi 10 = 3{,}92 \text{ cm}^2.}$$

Les armatures de constructions seront des $\phi 6$.

<u>Condition de non fragilité</u>

$$\frac{A}{b_0 h} \geqslant 0{,}69 \frac{\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \geq 0{,}69 \times \frac{6{,}3}{2200} \times 50 \times 55$$

$$A \geqslant 5{,}4 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas verifiée donc on armera toutes les sections en appui avec la section minimale

$$\boxed{A \Rightarrow 5\phi 12 = 5,65\ cm^2}$$

Condition de flèche:

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq \frac{43}{2200} \times 50 \times 55$$

c.a.d $A \leq 53,75\ cm^2$

ce qui est verifié.

Condition aux appuis:

$$T + \frac{M}{z} \leq A\bar{\sigma}_a \quad A: \text{section des aciers inferieurs}$$

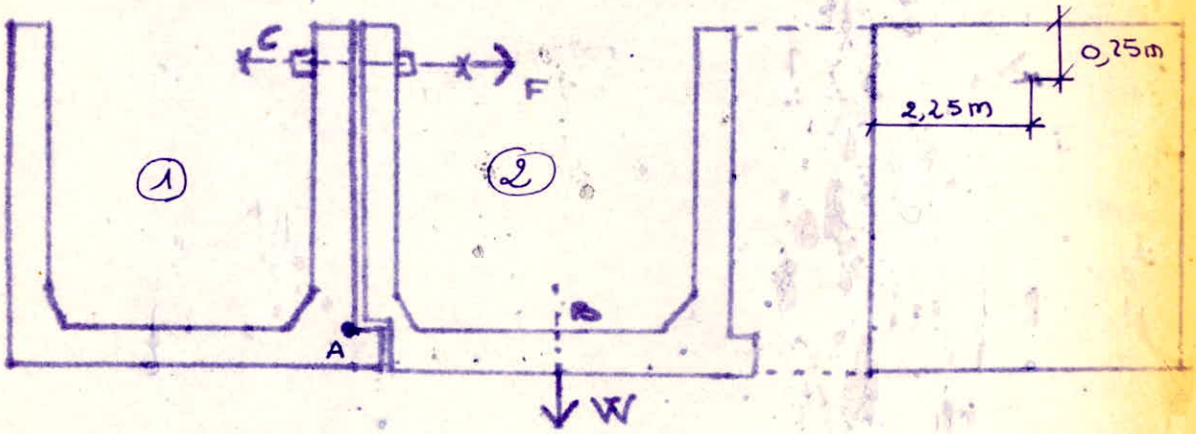
$$T = \frac{ql}{2} = 1,5 \times \frac{4,5}{2} = 3,375T.$$

$$z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8}.55 = 48,125.$$

$$3375 - \frac{1,9 \cdot 10^5}{48,125} = 3375 - 3948 < 0$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures inferieures

Calcul du boulon qui equilibrera le poids du caisson :



Le dessin ci dessus montre l'emplacement du boulons sur la paroi du caisson.

On utilisera des boulon HR 1 1ère qualite avec $\sigma_e = 9000$ kg/cm²

Quand on appliquera le couple de serrage au boulon, le caisson aura tendance à s'articuler en A. Donc c'est ce point que l'on prendra pour determiner les moments d'equilibre s'appliquant sur le caisson.

Le caisson étant déjà en place (caisson ①), le caisson ② sera considéré comme étant en equilibre lorsqu'il aura atteint une position horizontale parfaite

à ce moment là on aura :

$$F \times \overline{AC} = W \times \overline{AB} \Rightarrow F = W \cdot \frac{\overline{AB}}{\overline{AC}}$$

Le poids W du caisson sera calculé en considerant la poussée de l'eau de mer.

on aura donc:

$$W = (4,25 \times 0,25 \times 4,5 \times 1,5)\,2 + (4,25 \times 0,25 \times 4 \times 1,5) \times 2 + (2 \times 1 \times 0,25 \times 2,5)(4,5+4) + 4,5^2 \times 0,25 \times 1,5$$

c.a.d : W = Pds des 2 parois transversales immergées + Poids des 2 parois longitudinales immergées + Poids des parois hors de l'eau + Poids du radier.

$W = 45,31\ T.$

d'où : $F = 45,35 \times \dfrac{2,25}{5,25} = 19,42\ T.$

$F = 19,42\ T.$

sera l'effort de traction auquel sera soumis le boulon.

D'après le réglement CM66 on doit verifier que l'effort de precontrainte No du couple de serrage equilibre bien l'effort F. c.a.d;

$$F \leq N_o = 0,8 \times \sigma_e \times A_r.$$

Ar : section reduite du boulon, c'est celle qui correspond à la partie filetée.

on aura donc:

$$A_r \geq \frac{F}{0,8\,\sigma_e} = \frac{19420}{0,8 \times 9000} = 2,7\ cm^2.$$

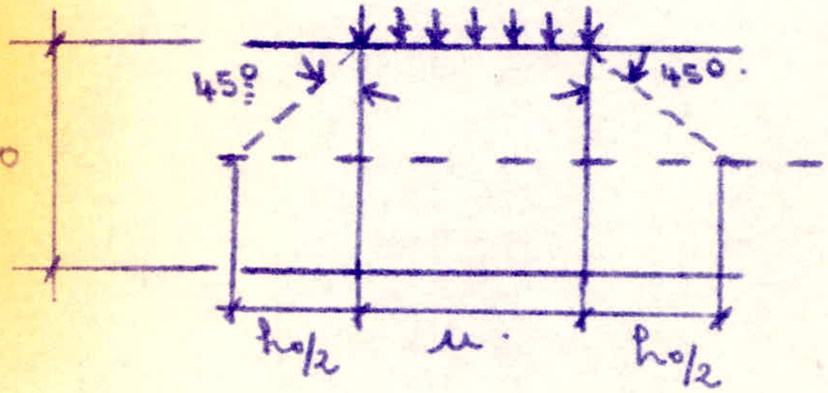
ce qui correspond à un diamètre $\phi = 1,8$ cm.

on adoptera des HR 20.

Verification au poinçonnement du beton :

L'effort F devra être repartit sur une certaine surface pour qu'il n'y ait pas eclatement du beton.

on considère que c'est une surface carrée de côté u.
la diffusion de l'effort sur la fibre moyenne de la paroi se fera, comme indiqué sur le schema.



La nouvelle surface de repartition, correspondant à la fibre moyenne sera un carré de dimension u' telle que :

$u' = u + h_o = u + 0,25$ (m) $\Rightarrow P_c = 4u'$

on aura à verifier que :

$\tau_{max} < \overline{\sigma}_b$

ce qui revient à : $\dfrac{F \times 1,5}{P_c \cdot h_o} < 1,25\,\overline{\sigma}_b$

d'où $1,25 \dfrac{F}{P_c\, h_o} < \overline{\sigma}_b$

$F = 19420$ kg

$h_o = 0,25\,m = 25$ cm.

$\overline{\sigma}_b = 6,3$ kg/cm^2

on aura donc : $\dfrac{1,25 \times 19420}{25 \times 6,3} = 150,35$ cm

d'où $u' = \dfrac{P_c}{4} = \dfrac{150,35}{4} = 37,6$ cm

on en deduit la valeur de u qui est égal à :

$$u = u' - h_0 = 37{,}60 - 25 = 12{,}6 \text{ cm.}$$

$$\boxed{u = 12{,}6 \text{ cm.}}$$

Pour bien repartir l'effort, on utilisera une platine carrée de dimensions : (15×15) cm².

Il reste donc à determiner l'epaisseur de cette platine.

Calcul de la platine qui repartira l'effort F :

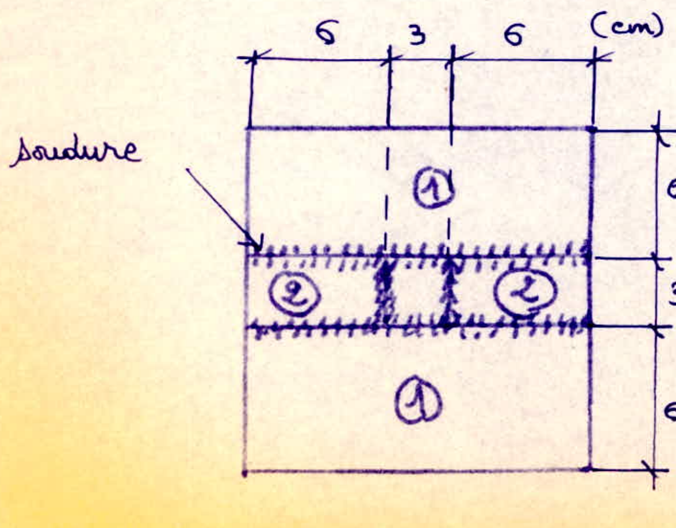
La surface de la platine est donnée par la condition de poinçonnement vu ci-dessus.

on a : $S_p = 15 \times 15 = 225$ cm²

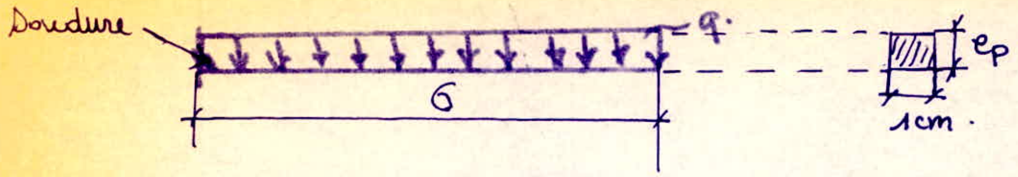
Pour bien repartir l'effort sur toute la surface de la platine on disposera sur celle-ci des raidisseurs ; dont la disposition sera faite comme indiqué sur la figure en tenant compte que le diametre du trou sera : $\phi + 2 = d$ (mm).

La charge repartie sur la platine sera :

$$q = \frac{F}{S_p} = \frac{19420}{225} = 86{,}3 \text{ kg/cm}^2$$



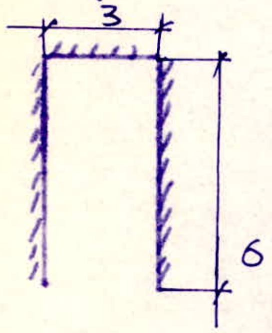
La surface ① sera decomposée en tranche de 1 cm de largeur et chaque element sera calculé comme une console de 6 cm de longueur.



Le maximum du moment est : $M_{max} ① = q \frac{l^2}{2} = 86,3 \times \frac{6^2}{2} = 1553,4$

$$M_{max} ① = 1553,4 \text{ Kg.cm}.$$

La surface ② sera calculée à l'aide du tableau (Cours CM)



on a : $a = 3$ cm.
$b = 6$ cm.

d'où $\frac{b}{a} = \frac{6}{3} = 0,5$

On lit la valeur du coefficient α dans le tableau : $\alpha = 0,060$

d'où $M_{max} ② = \alpha q a^2 = 0,060 \times 86,3 \times 3^2$

$$M_{max} ② = 46,6 \text{ Kg.cm}.$$

On dimensionnera la platine avec le plus grand des deux moments calculés ci-dessus.

c.a.d : $M_{max} ① = 1553,4$ Kg.cm.

$$W = 1 \times \frac{e_p^2}{6} \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{M_{max} ①}{\sigma_e}.$$

Comme la platine est en acier Fe E24 $\Rightarrow \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

on tire que : $e_p \geq \sqrt{\frac{6 M_{max} ①}{\sigma_e \times 1}}$

$$e_p = \sqrt{\frac{6 \times 1553,4}{2400}} = 1,97 \text{ cm}.$$

on adoptera $\boxed{e_p = 2 \text{ cm}.}$

Calcul des boulons du bollard.

Les bollards seront disposés tous les 9m le long du quai, donc il auront à supporter un effort de direction variable dû à l'amarrage des navires.

Comme l'effort d'amarrage a été supposé égal à 1,5 t/ml chaque bollard reprendra donc l'effort F tel que :

$$F = 1,5 \times 9 = 13,5\ T.$$

$$F = 13,5\ T.$$

mais pour des mesures securitaire, nous dimensionnerons les bollards avec un effort $\underline{F = 20T}$.

- Verifications du bollard soumis à l'effort de cisaillement F.

L'effort admissible de cisaillement est donné par le reglement du CM66 comme étant egal à :

$$T_a = 1,1 \cdot \varphi \cdot N_0.$$

- N_0 étant l'effort dû au couple de serrage du boulon est égal à : $N_0 = 0,8 \times \sigma_e \times A_r$.
- φ : coefficient de frottement sera pris égal à 0,3.

Comme on utilisera des boulons de haute adherence et de 1ère qualite (HR 1) on aura :

$\sigma_e = 9000\ Kg/cm^2$

A_r étant la section reduite à cause du filetage

on doit donc avoir la condition suivante :

$$F \leq T_a.$$

c'est à dire :

$$20000 \leq 1{,}1 \times 0{,}3 \times 0{,}8 \times 9000 \times A_r .$$

d'où on deduit que :

$$A_r \geq \frac{20.000}{1{,}1 \times 0{,}3 \times 0{,}8 \times 9000}$$

$$A_r \geq 8{,}4\,cm^2 = 840\,mm^2 .$$

La documentation dimensionnelle de mecanique nous conseille de adopter des boulons HR tels que :

$$\boxed{\phi = 39\,mm.}$$

ayant une section resistante $A_r = 976\,mm^2$

pour un pas $P = 4\,mm$.

Il existe des bollards avec une plaque d'assise d'epaisseur

$e = 60\,mm = 6\,cm$ et des dimensions : $(500 \times 420)\,mm^2$

on a : $e_2 > 20\,mm \Rightarrow d \geq 22\,mm$.

d : étant le diametre du trou de passage du boulon.

- calcul des pinces longitudinales et transversales : δ_l et δ_t

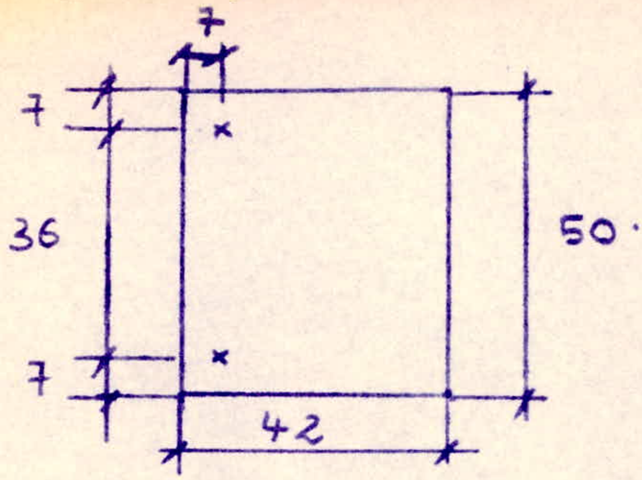
pour δ_l et δ_t la condition est la meme, soit :

$$\delta_l \in \left]1{,}5d\ ;\ 2{,}5d\right[\quad \text{avec } d = \phi + 2 = 41\,mm$$

$$\delta_l \in \left]61{,}5\ ;\ 102{,}5\right[.$$

on prend : $\delta_l = \delta_t = 70\,mm$.

nbre de files necessaires :



on a : $n = \dfrac{M y_{max}}{N \Sigma y_i^2}$

Comme on ne dispose que 2 boulons par file, on a :

$y_{max} = y = 36$. et $\Sigma y_i^2 = y^2 = 36^2$.

on prend comme effort tranchant $N = 20T$ en supposant que les amarres du bateau soient verticals ce qui nous ramène au plus grand effort de traction imaginable. on verifie :

$N < N_o$

$N_o = 0{,}8\, \sigma_e A_r$ effort de precontrainte.

$N_o = 0{,}8 \times 9000 \times 9{,}76 = 70{,}27$ T

on a bien $N < N_o$.

$n = \dfrac{M \cdot y}{N y^2} = \dfrac{M}{N y}$.

La hauteur du bollard proposé etant de 30 cm

on a : $M = F \times 30 = 20.000 \times 30 = 6.10^5$ kg.cm.

d'où : $n = \dfrac{6 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^4 \times 36} = \dfrac{60}{72} = 0,83 \simeq 1$.

on prendra, pour des raisons de symétrie :

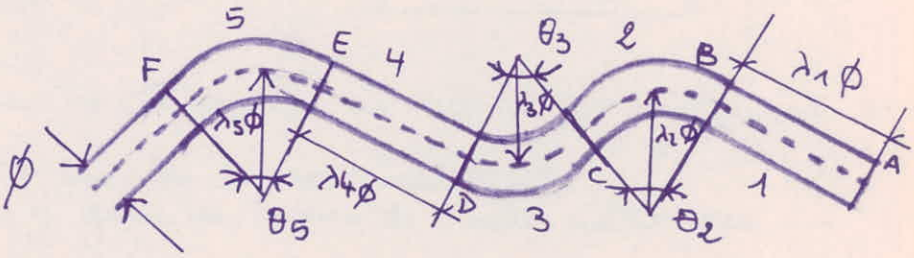
$$\boxed{n = 2.}$$

il y aura donc 2 files de boulons comprenant 2 chacune.

Rappel theorique sur les ancrages :

Comme nous aurons à calculer des longueurs d'ancrages pour les armatures de manutention du caisson et pour les boulons des bollards, il serait trés important de faire un rappel theorique sur les longueurs

Considerons un ancrage à n courbures ou segments droits numerotés dans le sens des efforts decroissants de 1 à n.
appelons ϕ le diametre de la barre .
$\lambda_1 \phi$, $\lambda_4 \phi$, ... les longueurs de segments droits
$\lambda_2 \phi$, $\lambda_3 \phi$, $\lambda_5 \phi$, ... les rayons de courbures
θ_1, θ_3, θ_5, ... les angles au centre (segments -> $\theta = 0$) .



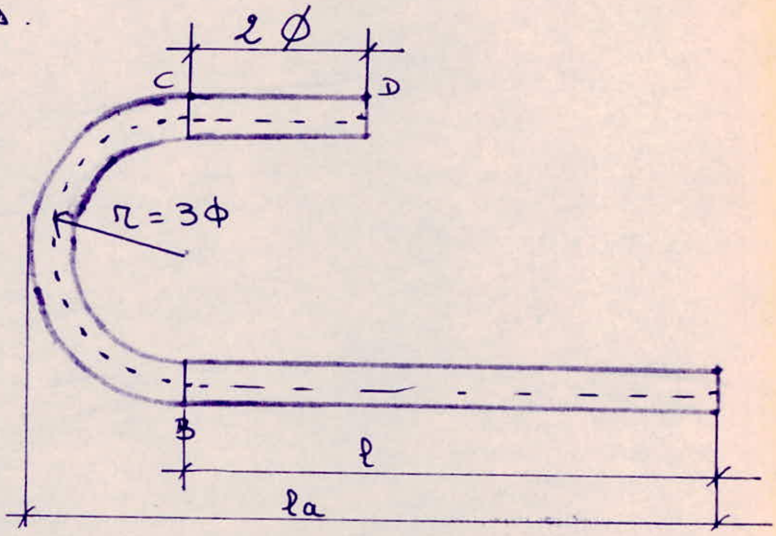
Les regles CCBA 68 indiquent à l'annexe du chapitre IV qu'un tel ancrage pourra supporter un effort de traction F_A appliqué en A et determiné par:

$$\boxed{F_A = \pi \phi^2 \tau_d \left[\frac{\chi'_1 \lambda_1}{\chi_1} + \frac{\chi'_2 \lambda_2}{\chi_1 \chi_2} + \frac{\chi'_3 \lambda_3}{\chi_1 \chi_2 \chi_3} + \cdots + \frac{\chi'_n \lambda_n}{\chi_1 \chi_2 \cdots \chi_n} \right]}$$

Les valeurs des χ et χ' sont donnés par le tableau suivant:

longueur d'ancrage du bollard :

on adoptera un ancrage en crochet normal pour les bollards.



En A s'exerce une force F_A, cet effort sera contrecarrer par l'ancrage qui crée des efforts en sens inverse, ainsi en D, l'effort total sera nul : $F_D = 0$

En decomposant tronçon par tronçon, on a:

en B : $F_B = F_A - \pi \phi \, l \, \bar{\tau}_d$.

en C : $F_C = \chi \, F_B - \chi' \pi \phi \, r \, \bar{\tau}_d$

pour $\theta = 180°$ on a : $\chi = 0,28$ et $\chi' = 1,79$.

d'où : $F_C = 0,28 F_B - 1,79 \, \pi \phi \, r \, \bar{\tau}_d$.

en D : $F_D = F_C - \pi \phi . 2\phi . \bar{\tau}_d = 0$.

En remplaçant F_C par sa valeur on a:

$$F_D = 0,28 F_A - \pi \phi \bar{\tau}_d (0,28 l + 1,79 r + 2\phi) = 0$$

$\tau_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1 \times 6,3 = 12,6$ Kg/cm²

$r = 3\phi = 3 \times 3,9 = 11,7$ cm²

$F_A = \dfrac{20T}{4} = 5T$. (effort repris par un boulon)

En remplaçant dans l'expression de F_D on obtient :

$$0{,}28 \times 5000 - \pi \times 3{,}9 \times 12{,}6\,(0{,}28\ell + 1{,}79 \times 11{,}7 + 7{,}8) = 0$$

$$1400 - 154{,}37\,(0{,}28\ell + 28{,}74) = 0$$

$$1400 - 4436{,}6 - 43{,}22\,\ell = 0 .$$

$$\ell = \frac{3036{,}6}{43{,}22} = 70{,}25 \text{ cm} .$$

On aura donc : $\ell_a = \ell + r + \frac{\phi}{2} = 70{,}25 + 3{,}5 \times 3{,}9 .$

Soit : $\ell_a = 83{,}9$ cm .

on adoptera : $\boxed{\ell_a = 85 \text{ cm}}$

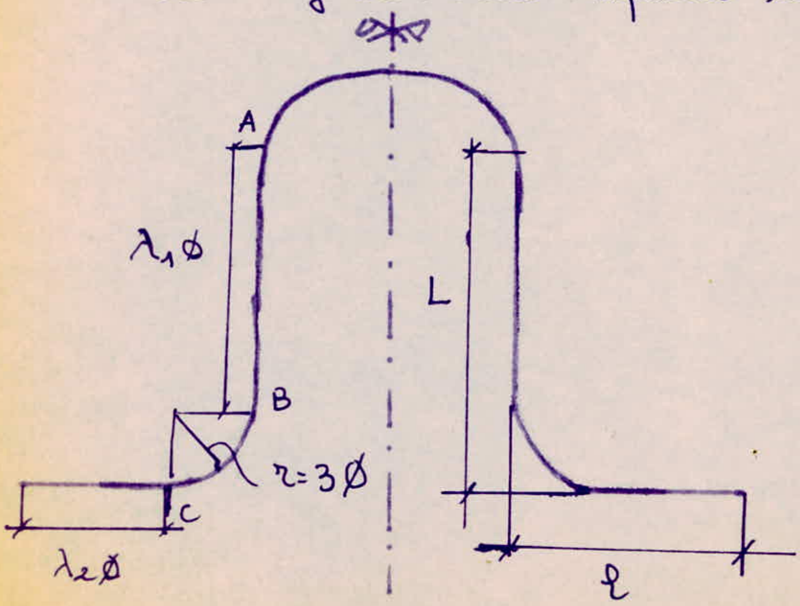
ARMATURES DE MANUTENTION.

Il sera prevu des armatures de manutention pour rendre possible les differentes operations de mise en place des caissons. En effet des armatures en forme d'anneaux seront placés sur les côtes de la section horizontale du haut, au milieu de ceux-ci

Chaque anneau reprendra un effort F égal au quart du poids total du caisson. soit : $F = \frac{W}{4} = \frac{65}{4} = 16{,}25\,T$.

Comme chaque anneau à deux branches ancrées dans le beton, chacune de celle-ci reprendra un effort égal à F/2 c.a.d: $F_A = \frac{F}{2} = \frac{16{,}25}{2} = 8{,}125\,T$.

<u>Calcul de l'ancrage:</u> chaque branche d'anneau assurera un ancrage à retour d'equerre. comme indiqué sur la figure.



pour $\theta = 0 \Rightarrow \chi = \chi' = 1$

	θ	λ	χ'	χ	$\chi_1 \chi_2 \dots \lambda_n$
AB	0°	λ_1	1	1	1
BC	90°	r/ϕ	1,17	0,53	0,53
CD	0°	λ_2	1	1	0,53

on a: $F_A = \pi \phi^2 \frac{\sigma_a}{4} = \pi \phi^2 \tau_d \left[\frac{1 \times \lambda_1}{1} + \frac{1{,}17\, r}{0{,}53\, \phi} + \frac{1 \times \lambda_2}{0{,}53} \right]$

soit l_1 la longueur de scellement droit :

$$\pi \phi \, l_1 \, \bar{\tau}_d = \pi \phi^2 \frac{\bar{\sigma}_a}{4}$$

d'où $l_1 = \phi \dfrac{\bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d}$.

on aura donc :

$$l_1 = \phi \left(\lambda_1 + 2{,}21 \frac{r}{\phi} + 1{,}89 \, \lambda_2 \right).$$

or on a : $L = r + \dfrac{\phi}{2} + \lambda_1 \phi$ $\Rightarrow$ $\lambda_1 \phi = L - r - \dfrac{\phi}{2}$

$l = r + \dfrac{\phi}{2} + \lambda_2 \phi$ $\quad$ $\lambda_2 \phi = l - r - \phi/2$

en remplaçant $\lambda_1 \phi$ et $\lambda_2 \phi$ par leurs valeurs dans l'expression de l_1 : on aura :

$$L + 1{,}89 \, l = l_1 + 0{,}68 \, r + 1{,}45 \, \phi$$

$r = 3\phi \Rightarrow L + 1{,}89 \, l = l_1 + 3{,}5 \, \phi$.

on utilisera des $\phi 20$ et on se fixe la longueur l à 0,20 m.

l_1 est calculé à partir de la formule : $F_A = \pi \phi \, l_1 \, \bar{\tau}_d$.

$F_A = \pi \phi \, l_1 \, 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$. avec : $\psi_d = 1$

$\bar{\sigma}_b = 6{,}3 \, kg/cm^2$.

$F_A = 8{,}125 \, kg$

d'où on deduit : $l_1 = \dfrac{8125}{\pi \times 20 \times 2 \times 1 \times 6{,}3}$.

$l_1 = 102{,}63$ cm.

d'où en remplaçant l_1 par sa valeur dans l'expression du haut on a :

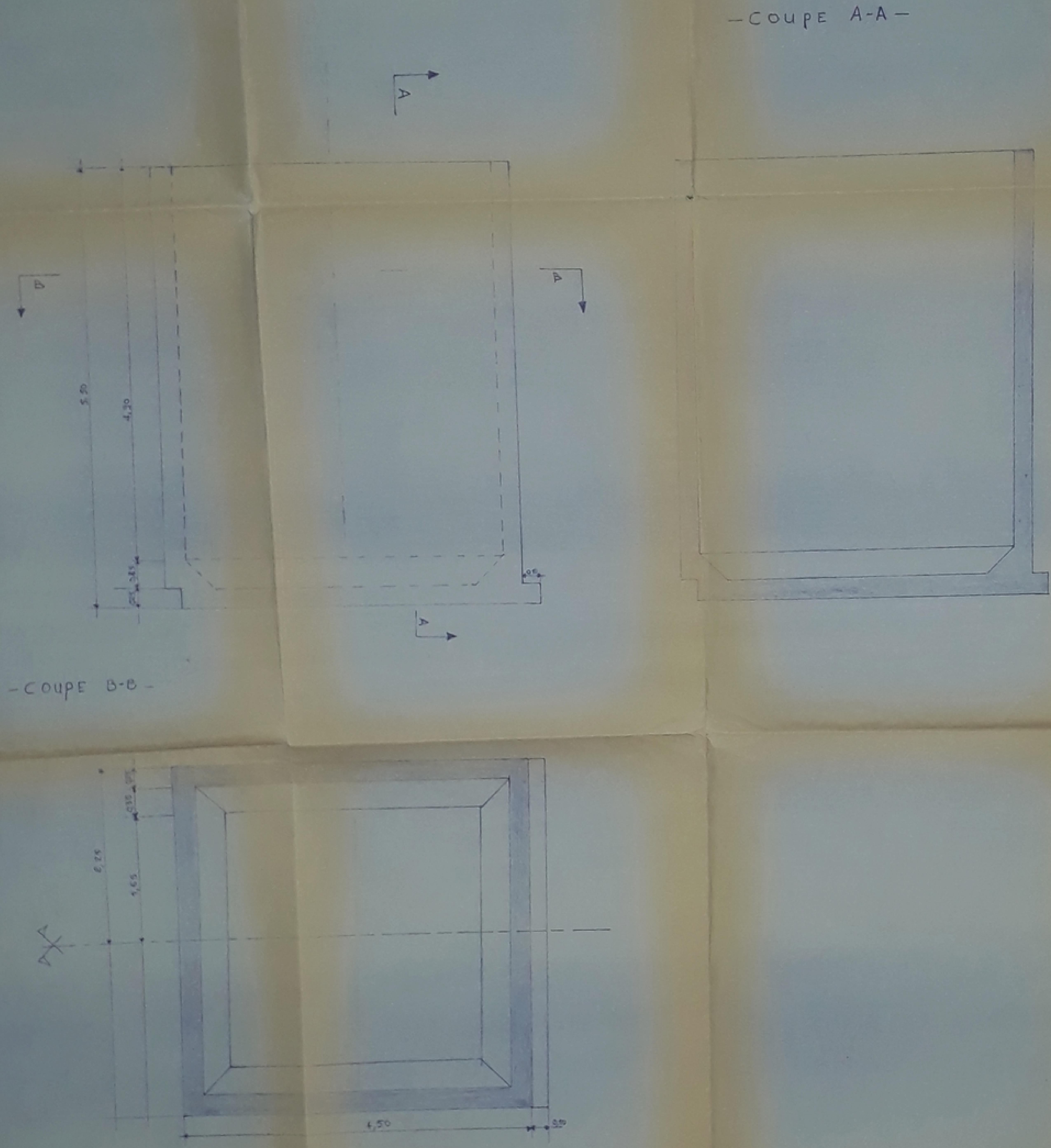
$$L = -1{,}89 \times 20 + l_1 + 3{,}5 \times 20 = -1{,}89 \times 20 + 102{,}63 + 7$$

on trouve $L = 71,83$ cm.

on adoptera :

$$\boxed{L = 75 \text{ cm}.}$$

PB OM 78
-1-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

PORT DE STORA

Pêche et plaisance

PLAN DE COFFRAGE DU CAISSON

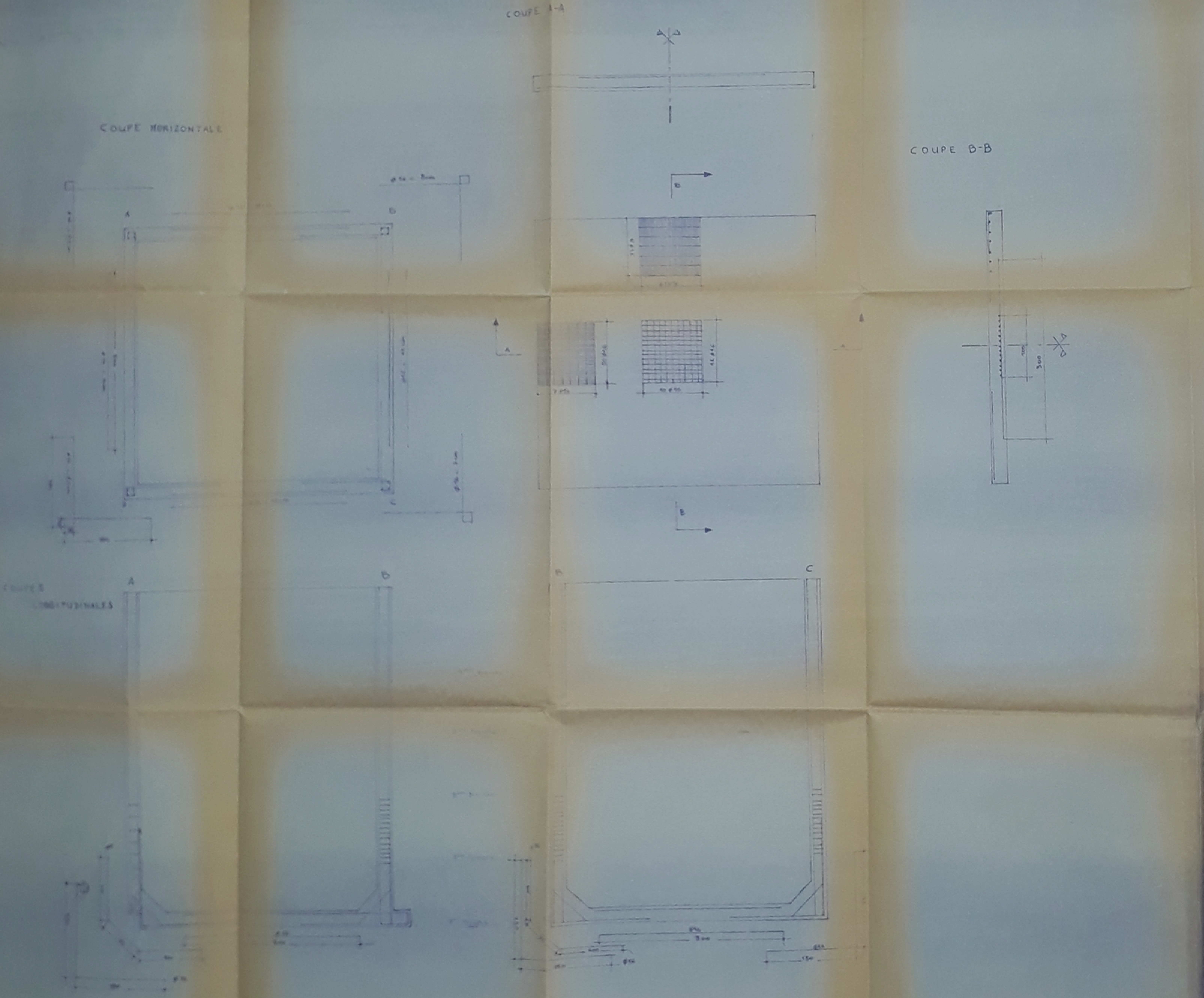
SOCIETE NATIONALE DE TRAVAUX MARITIMES

SOnatram

NOMS	SIGNE	DATES

-2-

PB 011/78



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE POPULAIRE

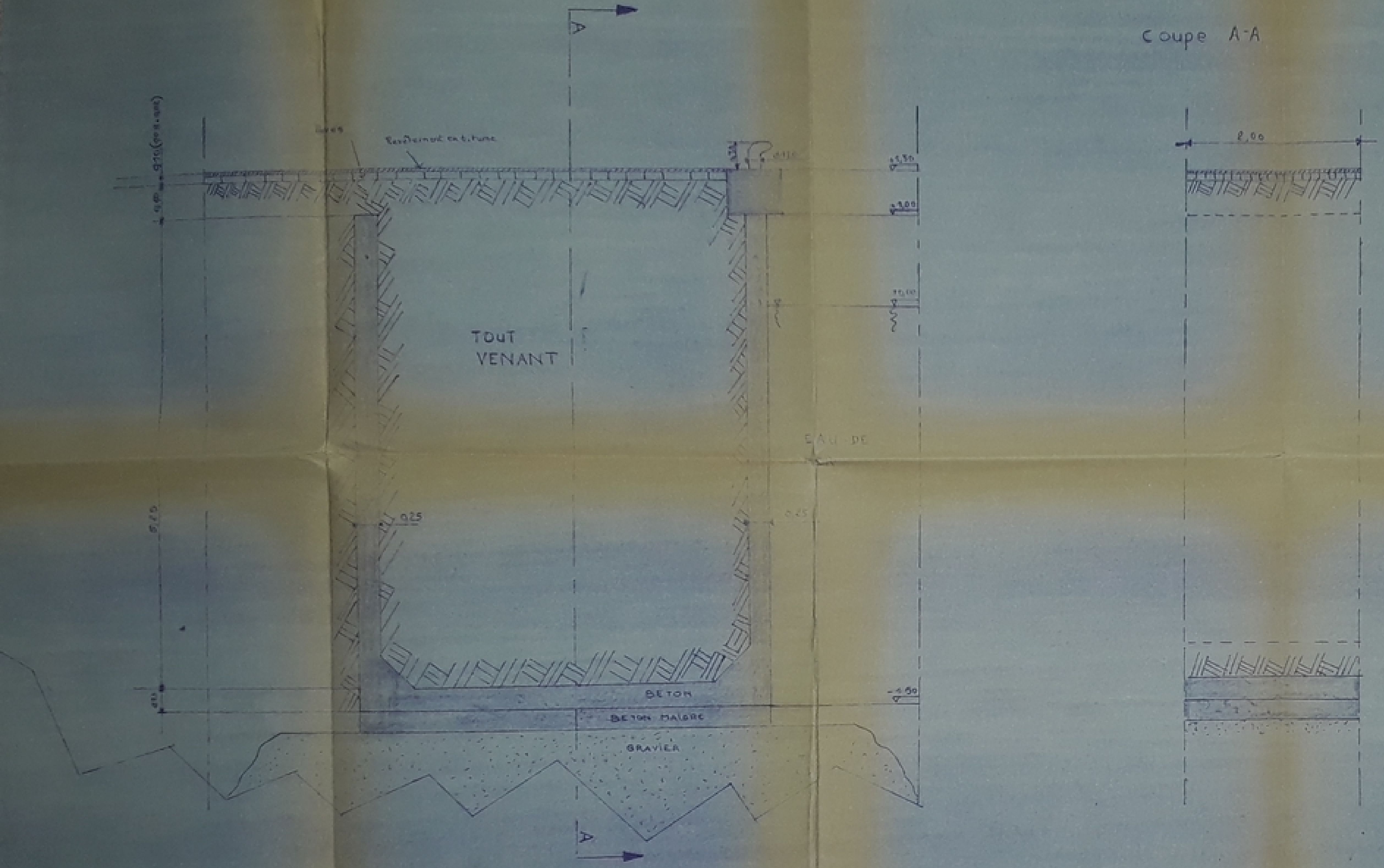
PORT DE STORA

Pêche et plaisance

PLAN DE FERAILLAGE

SOCIÉTÉ NATIONALE DE TRAVAUX MARITIMES

Sonatram



BP 011/78

-3-

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE POPULAIRE

PORT DE STORA

Pêche et plaisance

PROFIL DE QUAI

SOCIÉTÉ NATIONALE DE TRAVAUX MARITIMES

Sonatram

NOMS	SIGNAT.	DATE	PLAN N°	AFFAIRE N°