

Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

8/80

10X



# Génie civil

## CONSTRUCTION DE DEUX POSTES A QUAI

1980

Proposé par :

SONATRAM

Promoteur :

Mr KRIVOCHIEV

Etudié par :

N. HANNACHI  
A. MEBARKI



UNIVERSITE H. BOUMEDIENE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER



# CONSTRUCTION

## D'UN POSTE A QUAI

## A SIKKDA

PROPOSE PAR :

SO.NA.TRA.M

ETUDIE PAR :

A. MEBARKI

N. HANNACHI







A Monsieur MAZIGHI secrétaire général au Ministère des T.P. et professeur à l'ENPA pour toute la confiance qu'il avait placée en nous.

A Monsieur RAHAL - Directeur Général de la SONATRAM pour avoir toujours su répondre à nos sollicitations par le sourire.

A Monsieur FECHOUH pour toute sa sympathie.

A Monsieur IDRIS-BEY pour ses conseils éclairés et qui a su nous faire bénéficier de son expérience dans les travaux maritimes.

A Monsieur KRIVOUCHIEV pour nous avoir guider durant notre projet.

A Monsieur LAPRAY, homme avide de sciences.

A Melle. CHOUKRI-B. NACIRA, en lui souhaitant beaucoup de joie et de bonheur.

A Monsieur CHALLAL RABAH - Dessinateur au service technique de la SONATRAM pour sa précieuse collaboration.

A tout le personnel de la SONATRAM.

Que Chacun d'eux trouve ici un témoignage de notre reconnaissance.

N. HANNACHI

*N. Hannachi*

A. MEBARKI

*A. Mebarki*



A mon père, pour avoir toujours su me  
guider dans le droit chemin.

A ma mère, faible témoignage de toute  
l'affection dont elle est imprégnée.

---

A mes frères Azzedine et Abdenour.  
A mes sœurs Asia et Karima

---

A mon beau-frère Mohamed et ma  
sœur Farida.

Je leur souhaite tout le bonheur  
possible.



A tous mes cousins, plus particulièrement Azzedine et Abdellah.

A tous mes oncles et tantes (dont la liste s'avère un peu trop longue ....)

---

A mes cousins El-Mahdi et Yazid ravis trop jeunes à l'affection  
des leurs.

A mes grand-mères Ouerdia et Djouher.

A mon grand-père paternel Ouali qui m'a toujours gâté.

A mon grand-père Maternel symbole de la pitié et de la sagesse.

Que leurs âmes reposent en paix.

---

A tous ceux qui sont ou qui seront mes camarades

A M<sup>r</sup> LAPRAY professeur d'hydraulique à l'école polytechnique.

---

A M<sup>r</sup> IDRISSE-BEY pour sa précieuse aide et tous ses conseils éclairés.

---

A Notre promoteur M<sup>r</sup> KRIVOCHIEV, en témoignage de sa sympathie et  
de son dévouement à notre égard.

---

A mon cousin et camarade R. HAMDAD faible preuve de toute  
mon estime pour lui.

---

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation

N. Kharouchi



Nasser à tous ses Camarades.

A Madyid, Brahim, Ratiba, Aziz, Fatima.

A Hafida, Djamila, Warda, Assia, Nassira.

A tous mes copains de promotion: Ali, Mohamed, Omar, Messaoud,  
Maachou, Brahimi, Bouzrina, Hocine, Ahmed, Omar Elagag, Djem

Aux copains qui sont actuellement en Sg:

Meriem, Si Ahmed, Rafik, Salah, Rachid, Omar, etc. . . .

A Ahmed et toute sa famille.

A Si Dahmane avec mention Speciale

N. Hannachi



ce que j'accomplis dans le défit  
s'épanouit en une nuit et fut saccagé.

ce que je semai tendrement  
mûrit lentement, tardivement et fut saisi  
P. Jösegger



- \* A la mémoire de mes grand-pères et grand-mères pour leurs précieux conseils et paroles réconfortantes.
- \* A mon père, à ma mère, faibles témoignages de toute l'affection dont ils sont imprégnés. Je les remercie de m'avoir donné la VIE.
- \* A mes frères: Mohamed, Abdelkader, Abdelzac, Bencherqui et Aïssa adorables créatures qui savent si bien égayer le foyer familial.
- \* A ma sœur Fatma-Zohra, pour toute sa bonté et ses "petits" soins.
- \* A ma regrettée sœur Malika saine, encore bébé, à l'affection des siens.
- \* A tous mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines, je leur souhaite les meilleures joies.
- \* A Ibrahim et Hanna, leur souhaitant une vie longue qui les comblerait de bonheur et de joie.
- \* A Sarah; fidèle symbole de la gaieté, gentillesse et noblesse; qu'elle trouve ici le témoignage de mes vœux les plus sincères.
- \* A Fatima, Hacer, Madyid, Rachid, Mohamed ...: la liste complète des amis(es) mériterait un annexe.
- \* A (tous ceux) toutes celles qui ont été, sont ou seront mes camarades.
- \* A tous les professeurs qui ont contribué à ma formation, et particulièrement à notre Chér Professeur Monsieur LAPRAY "Consumé" par le profond désir de communiquer toute la science où il excelle.
- \* A notre Promoteur: M<sup>re</sup> KRIVOCHIEV, nous nous excusons pour tout le mal qu'il s'est donné afin de joindre ses efforts aux nôtres.
- \* A l'inlassable encadreur, M<sup>re</sup> Idriss-Boy de la Sonatham; à tout le personnel de la Sonatham, nous les remercions pour toute leur aide.

A. Melak



# Table des matieres

## /... Sommaire

/... Chapitre 0 . . . .	Plan du projet. . p	à p
/... Chapitre I . . . .	Evaluation des efforts p	à p
/... Chapitre II . . . .	Contraintes de Meyerhoff. . p	à p
/... Chapitre III . . . .	Verification de la stabilité de la colonne au niveau -11,00m p	à p
/... Chapitre IV . . . .	Calcul sismique p	à p
/... Chapitre V . . . .	Calcul des efforts dans la colonne p	à p
/... Chapitre VI . . . .	Calcul des armatures de la colonne p	à p
/... Chapitre VII . . . .	Verifications des armatures de la colonne p	à p
/... Chapitre VIII . . . .	Calcul de la superstructure p	à p
/... Chapitre IX . . . .	Calcul des defenses d'accostage p	à p
/... Chapitre X . . . .	Calcul des boulons du bollard et leur ancrage. p	à p
/... Chapitre XI . . . .	Annexes	
	A.1. Abaques	
	A.2. Justifications pratiques	
	A.3. Devis estimatif	



# **sommaire**



# DEFINITION ET CONCEPTION

## D'UN PORT

Un port est destiné à protéger les navires de l'action de la houle tout en permettant à ces derniers :

- de stationner pour effectuer soit une opération d'embarquement, soit une opération de débarquement.
- une éventuelle réparation en cas d'avarie.

En leur distinctes destinations, les ports sont divisés essentiellement en 3 groupes :

α / Ports à travaux : créés quand les travaux à exécuter à l'intérieur du port même ou autour de celui-ci "implorant" leur installation. Il est à noter qu'ils sont temporaires.

β. / Ports de commerce : Permettent un continuels cheminement du "fluide" humain et marchand

γ / Ports militaires : A la différence des 2 autres, ils imposent plusieurs contraintes supplémentaires qui conditionnent leur importance :

γ.1 / Être assez vaste pour permettre toute manœuvre rapide



8.2/ Comporter une rade qui soit très bien abritée , car dans le cas de navires militaires leur stationnement à longue durée est probable la majorité du temps.

Nota: Pour de plus amples renseignements sur les différentes conceptions possibles d'un port, on consultera différents ouvrages et manuscrits s'attardant sur ce sujet.

A Titre d'information, on pourra Consulter

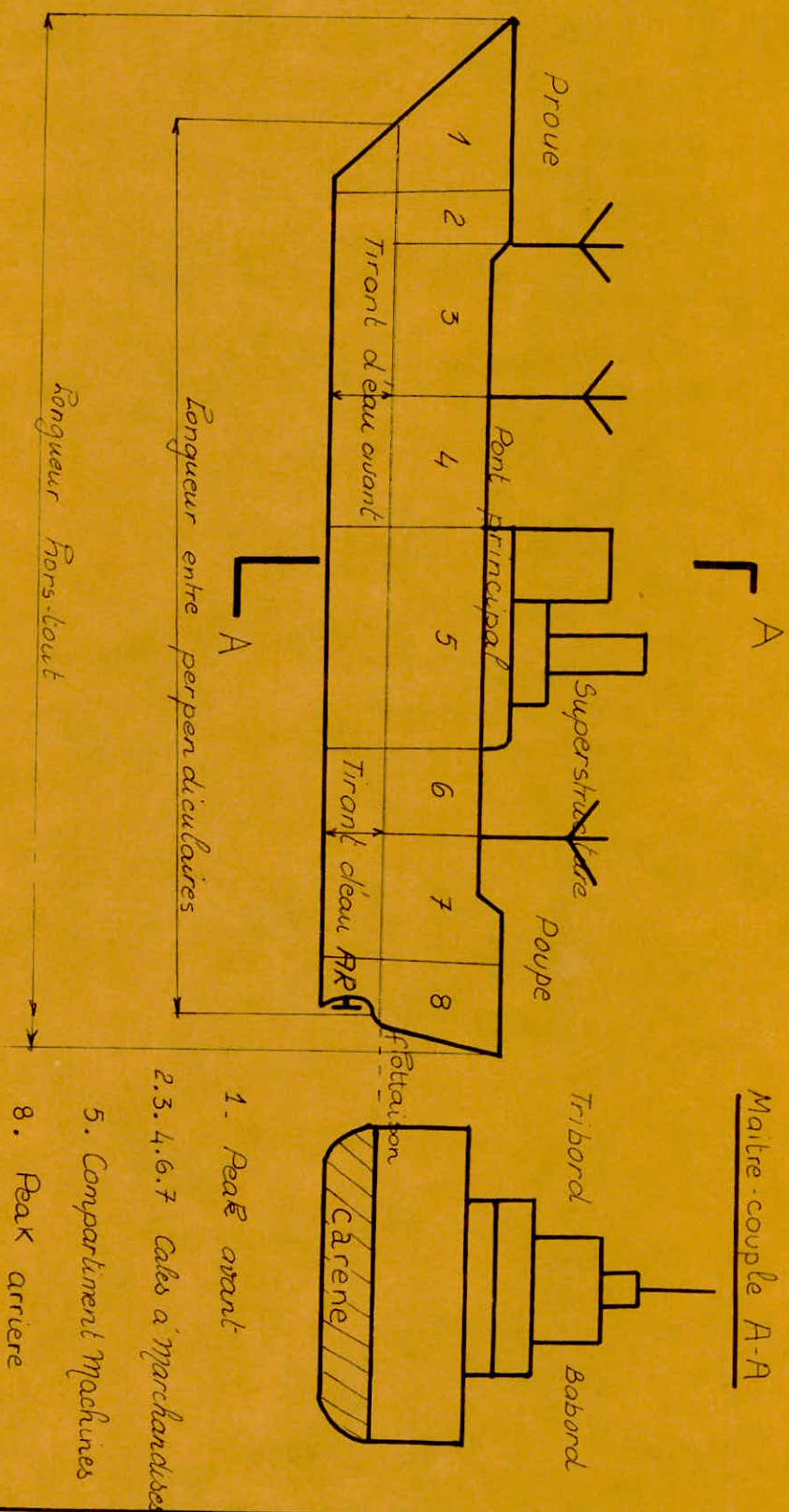
Travaux Maritimes tomes 1 et 2

par J. CHAPON

EYROLLES



# TECHNIQUE DU NAVIRE





Nom	Année de Constr	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)	Port en Lourds (t)	Jauge brute (tx)	Puissance (CV)	Vitesse Normale (nœuds)	Type de Machine
Massilia	1970	141,80	21,90	5,40 m	2000	11000	16000	21,00	Diesel
Descartes	1971	212	31,85	8,40	370.000	34000	17000	17,6	Turbines
Renaissance	1966	141,02	21,03	10,9	2931	11723	13680	18,5	Diesel
Cetra Columba	1966	264,73	36,08	13,72	87000	53448	18400	15	Diesel
Blois	1970	316,00	48,70	20,30	240.000	120.000	32400	15,5	Turbine

Nota: Le bureau d'études, nous ayant imposé des contraintes concernant les Caractéristiques des navires appelés à "emprunter" ce port, le calcul se fera toujours en se plaçant dans les conditions les plus défavorables.

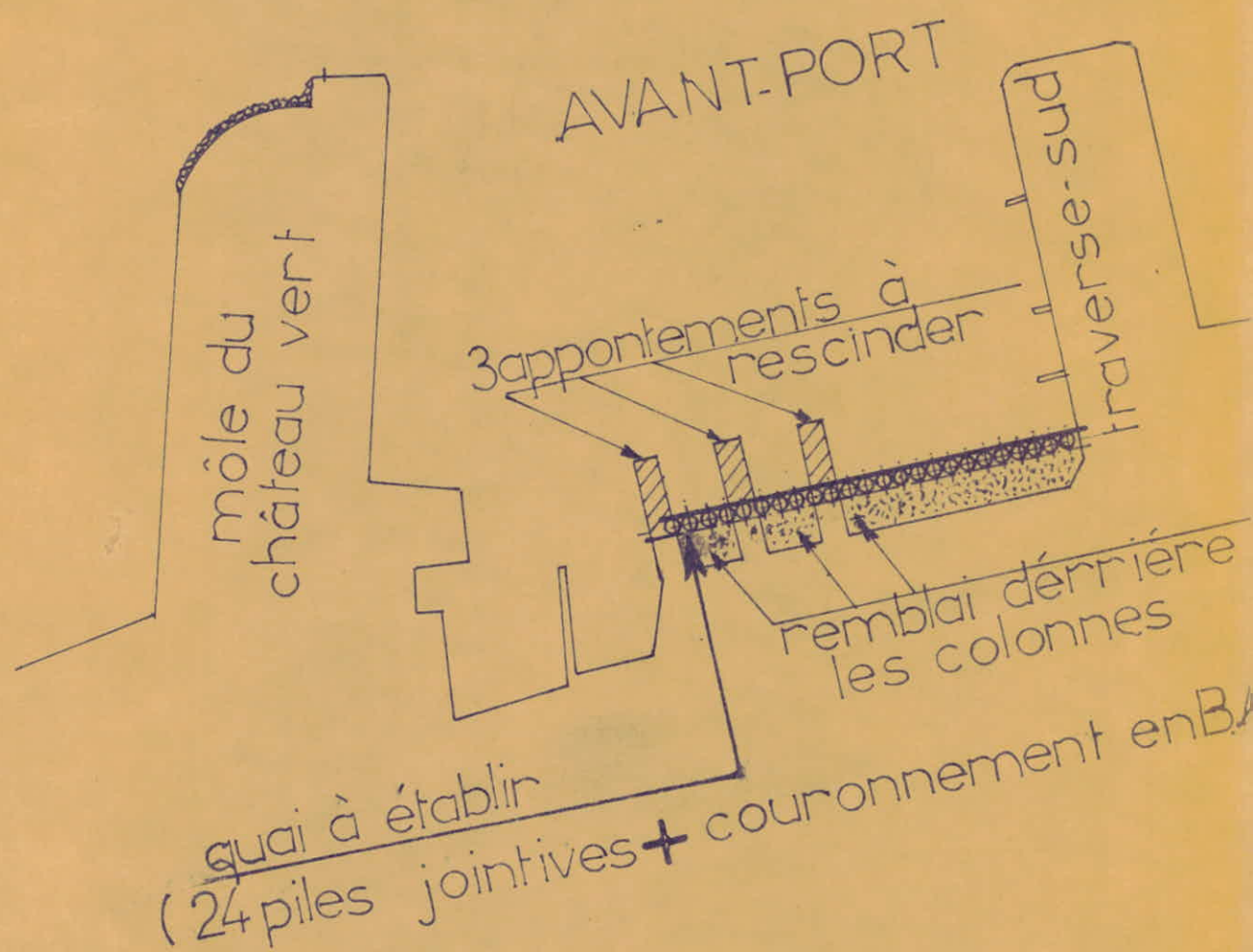


---

**introduction  
et  
plan du projet**



grande  
jetée



**situation de l'ouvrage**



## PRESENTATION

## DU

## PROJET

Notre projet de fin d'études consiste en l'aménagement d'un quai à divers dans le port actuel de SKIKDA. Les ouvrages d'accostages formant la darse et l'avant-port offrent actuellement 1866 ml de quai présentant des fonds variant de - 6,50 m à - 10,00 m se répartissant comme suit : darse: 1339 m.l ; avant port: 528 m.l .

(Ces chiffres faisant bien entendu abstraction des postes spécialisés pour hydrocarbures.).

La surface totale des terre-pleins aménagés est voisine de 41,5 ha y compris 4,5 ha occupés par les voies de desserte.

Cette infrastructure qui présente déjà des insuffisances, ne pourra plus assurer convenablement à moyen terme les opérations liées à l'accroissement du trafic résultant du développement économique de la région.

Pour améliorer cette situation, il est projeté d'accroître les capacités d'accostage et le stockage en dotant l'avant-port d'un ouvrage conforme aux exigences actuelles de l'exploitation et de l'évolution du trafic. Cet Ouvrage qui se situera dans la zone Sud-Est



de l'avant-port, présentera un quai rectiligne continu perpendiculaire à la traverse sud avec pour limites :  
- à l'ouest : le port de servitude; et à l'est : la traverse sud.  
L'implantation sera déterminée par la recherche d'un optimum sous trois contraintes principales, à savoir :

a/ Limiter au maximum le volume de derostage et de rescindement

b/ Augmenter la surface du terre-plein, facteur important des conditions d'exploitation. Il est à signaler à ce sujet que n'ayant pu obtenir aucun renseignement statistique sur l'importance du trafic qui s'effectue en transit direct et celui qui séjourne un temps plus ou moins long, nous avons opté pour le cas le plus défavorable (hypothèses de surcharge et superficie maximales).

c/ Réserver des distances de sécurité conformes aux règlements généraux de sécurité portuaire entre l'extrémité sud du cercle d'évitage et le bordage extérieur du plus gros navire accosté (l'espacement ne sera en aucun cas inférieur à 60 m).

Le nouveau quai d'une longueur approximative de 290 m est principalement destiné au trafic des divers. Il offre deux postes à quai pour les navires de 10 à 12.000 TDW (120 à 130 m de long) ou un poste à quai pour



De l'examen des données géotechniques, il est permis d'inferer de façon générale que la formation sous-marine est composée d'une couche de vase, sable et gros graviers d'environ 1,50 m d'épaisseur moyenne ; La Couche sous jacente étant constituée par une roche compacte de dureté médiocre (résistance à l'écrasement  $1000 \text{ Kg/cm}^2$  altérée en Surface)

La présence de cette roche qui est un Schiste micassé comportant des rognons de quartz introduit un certain nombre de Contraintes :

a/ Sur le plan du déroctage, la présence de rognons de quartz élimine la possibilité d'utiliser des marteaux dérocheurs et diminue fortement le rendement d'une pileuse. Cette situation est regrettable, car ces 2 procédés sont en général moins onéreux en terrain de dureté moyenne et n'impliquent aucune mesure de sécurité particulière en cours de travaux. Dans ce cas la solution du déroctage à l'explosif semble la plus adéquate sous réserve de prendre les mesures de sécurité qui s'imposent pour assurer la protection des installations situées à proximité (étude des Charges, constitution d'un seuil d'amortissement, contrôle sismique etc...)



navires de 20.000 TDW de 9,20 m de tirant d'eau. La surface gagnée sur le bassin est d'environ 11.000 m<sup>2</sup>, ce qui porte à 3 ha la superficie totale des terres pleines disponibles pour le stockage et les opérations liées à l'exploitation des postes.

Nota: Cette capacité de stockage constitue un optimum si l'on considère que les 2 postes doivent assurer un trafic de 220 à 240.000 T/an calculé sur la base d'un rendement moyen de 8 à 10 Tm<sup>2</sup>/an pour les hangars et terre-pleins, et 7 à 800 t/an par ml de quai pour un taux d'occupation du poste de 50%. Ces estimations moyennes dépendant évidemment de la qualité opérationnelle des postes et de son programme d'utilisation.

Les caractéristiques du sol de fondation étant déterminantes pour le choix du type d'ouvrage et du procédé de déroctage, nous nous sommes référés en l'absence d'éléments d'appréciation nouveaux, aux reconnaissances des formations sous-marines effectuées dans le port courant Juillet 1968.

La situation des forages réalisés (dont deux F<sub>1</sub> et F<sub>2</sub> pratiquement dans la zone concernée par l'implantation de notre ouvrage) permet une extrapolation des conditions géotechniques et des caractéristiques du sol de fondation.



b/ Sur le plan des fondations, la nature du terrain conditionne le Choix de fondations superficielles d'une part du fait de la présence d'un sol d'appui offrant un excellent facteur de portance, d'autre part pour des raisons liées à l'impossibilité de faire procéder au battage, ceci éliminant définitivement toute conception utilisant cette technique: (rideaux de palplanches, pieux, caissons de palpieux etc....).

Compte - tenu des facteurs qui précèdent, cette étude d'avant - projet sommaire aboutit à présenter deux variantes pour la réalisation des travaux de déroctage et génie - Civil.

Une troisième variante relative à un ouvrage sur fondations discontinues avec talus en enrochements qui offrirait l'avantage d'amortir les réflexions parasites provoquées par l'agitation résiduelle sur les ouvrages à parois verticales a été écarté temporairement du fait du coût élevé de sa construction.



## Variante n° 1:

### a) Programme de l'ouvrage

Le nouveau quai d'une longueur approximative de 290 m principalement destiné au trafic des marchandises diverses est spécialement adapté pour la réception des navires de 8.000 à 20.000 TDW. Ses caractéristiques principales sont les suivantes:

- arase supérieure du couronnement = côte + 2,20 Z.H
- Fondation de l'assise inférieure = côte - 10,50 Z.H
- Niveau de dragage au pied du quai = côte - 10,00 Z.H
- Z.H = N.G.A - 0,50.

Le programme de surcharges retenu pour le calcul de l'ouvrage (stabilités au glissement horizontal, renversement, poinçonnement sur la fondation) est défini ci-après:

- surcharge uniformément répartie sur les terres pleins
- surcharge sur les voies de grues
- Convois de camions ayant une charge ponctuelle de 6,5 T/roue soit donc 13 t / essieu.
- Bollard d'amarrage tous les 21 m supportant des efforts de traction de 60 t.
- Effort d'accostage, force concentrée de 140 t.

### b) Caractéristiques Générales:

Après rescindement préalable des 3 appontements pour Chalutiers existants sur 60 m de longueur, jusqu'à la côte bathymétrique des fondations: - 5 m et déroctage du bassin et de la souille jusqu'à la côte du projet soit respectivement à - 10 m et - 11 m Z.H il sera procédé à la mise en place de l'assise de fondations en pierres concassées 20/70 sur 0,50 m d'épaisseur. Cette assise offrira une surface parfaitement réglée à la base et permettra de répartir des contraintes localement élevées. L'assise est prolongée de 1 m côté bassin et de 2 m à l'arrière; par ailleurs, le pied du front d'accostage sera protégé par une couche de moellons de 0,50 m d'épaisseur contre les risques d'affouillement susceptibles d'être occasionnés par les remous dus aux hélices des navires.

L'ouvrage d'accostage sera constitué par un mur de quai massif du type Chaise en blocs de béton préfabriqués, présentant 4 assises appareillées par piles juxtaposées. Cette conception a été choisie de préférence aux assises imbriquées, d'une part du fait qu'aucun tassement n'est à craindre compte-tenu de la compacité du sol de fondation, d'autre part parce que les piles juxtaposées permettent une reprise relativement facile de l'ouvrage en cas de dégâts éventuels.



Le parement extérieur est vertical jusqu'à la cote -7,85m et présente un fruit de 77cm jusqu'à la cote -10,00m; cette disposition facilitant l'accostage des navires modernes dont la muraille est verticale.

Les blocs sont de forme parallélépipédiques sauf ceux de la dernière assise comportant un chanfrein côté remblai et un patin côté front d'accostage.

En façade les blocs sont de largeurs diverses et leurs dimensions sont prévues de manière à ce que leur poids ne puisse excéder 80 t; cette précaution est conditionnée par la limite de capacité de levage du ponton de l'O.N.P qui serait susceptible d'être utilisé en cours de travaux.

Le couronnement du quai est constitué par une poutre en béton légèrement armé coulé en place de dimensions:  $H = 1,70m$   
 $L = 2,50m$ . Dans la zone d'introduction des réactions d'amarrage les efforts de torsion et de flexion sont repris par des blocs spéciaux au droit de chaque bollard.  
L'arase supérieure de la poutre côté barrin est munie d'une encoche dans laquelle sont logées les bordures de quai amovibles de  $1 \times 0,60 \times 1,20$ .

Le mur en retour d'une longueur de 35m est raccordé au mur de quai du port de servitude par 3 gradins en sacs de béton qui servent d'assise aux blocs préfabriqués jusqu'à la cote -2,55.

Dans le cadre des prévisions concernant l'amenée ultérieure des utilités (eau - électricité générale - câbles de voies de grues téléphone, etc...), il sera ménagé 3 réservations cylindriques (1 de  $\phi 30mm$ , et 2 de  $\phi 150mm$ ) dans le béton de couronnement. Des regards liés à ces canalisations seront disposés tous les 25m sur le couronnement.

### Remblais:

Le remblai adossé à l'arrière du mur est constitué par un épaulement en débris de carrière de 0,60 Kg formant un filtre.

La fonction essentielle assurée par cet épaulement sera:

- \* Constituer un masque filtrant respectant les conditions de filtre de TERZAGHI.

Nota: Ce filtre à granulométrie continue aura une perméabilité à même de réduire la pression hydrostatique tout en empêchant la fuite du remblai de qualité inférieure situé à l'arrière.

La partie supérieure du remblai sera stabilisée par une



couche d'empierrement bien calibrée d'épaisseur 0,40 m formant un terre-plein de 290 x 38 m. En phase terminale, le terre-plein recevra un revêtement routier.

Equipements:

Les équipements prévus pour l'exploitation sont les suivants :

- \* 14 bottards en acier moulé de 60 t ancrés tous les 21 m
  - \* Défenses
  - \* organes pour amarrages de petites unités, et échelles métalliques.
  - \* 1 voie de roulement pour grues
-



## Variante n°2 (adoptée)

### Programme et Caractéristiques de l'ouvrage:

De conception différente, ce quai est destiné à assurer les mêmes fonctions que l'ouvrage précédent: Variante n°1. Ses caractéristiques principales et son programme de surcharges sont définies ci-après:

- Arase supérieure des caissons = côte + 0,50 m ZH à l'avant  
+ 0,50 m " à l'arrière
- Arase supérieure des superstructures en B.A. = côte + 2,50 m ZH
- Niveau de dragage de la souille = côte - 12,00 m ZH
- Niveau de fondation des talons = côte - 11,00 m ZH
- Niveau au pied du quai = côte - 10,00 m ZH

Le programme de surcharges retenu pour le calcul de l'ouvrage sera le suivant:

- Surcharge uniformément répartie de 7 t/m<sup>2</sup>.
- Surcharge sur les voies de grues. (8 galets).
- Convoi de Camions ayant une charge ponctuelle de 6,5 t par roue soit 13 t / essieu.
- Bollard d'amarrage tous les 24,20 m supportant des efforts de traction de 60 t soit 2,5 t/m. l de quai.
- Effort d'accostage concentré de 140 t / défense.

Les travaux de rescindement et d'approfondissement relatifs à cette variante sont sensiblement plus importants à savoir:

- Rescindement des appontements pour Chalutiers sur 70 m de longueur.
- Dragage - déroctage 168.000 m<sup>3</sup> au lieu de 150.000 m<sup>3</sup>.

Le niveau inférieur de la souille sera dragée jusqu'à - 12,00 m ZH. Cette souille recevra l'assise de fondation constituée d'une couche de moellons mis en place sur 1,00 m d'épaisseur qui sera parfaitement réglée en surface, de manière à répartir correctement les contraintes.

L'ouvrage principal constitué de 24 caissons cylindriques jointifs, en béton armé remplis de tout-venant présentera un front continu rectiligne de 290 m de long. Les caissons arasés à la côte + 0,50 m seront couronnés par une superstructure mixte en éléments prefabriqués et béton coulé in-situ arasé au niveau général de + 2,50 m ZH.



Les éléments de superstructure solidarisés prenant appui directement sur les parois des cellules forment une dalle de 8,50 m de large par rapport au plan vertical tangent à la génératrice Nord des cellules.

Cette dalle qui constitue l'élément rigide de l'ouvrage contribue également à sa stabilité.

Les éléments préfabriqués qui forment le front d'accostage sont posés en surplan pour préserver les parois des caissons des chocs éventuels.

L'ancrage des bollards d'amarrage est assuré par des massifs en béton armé de 65 m<sup>3</sup> particulièrement ferraillés dans la zone d'introduction des forces.

Les caissons qui constituent l'infrastructure de l'ouvrage sont des éléments cylindriques de 10,70 m de diamètre intérieur et 11,50 m de diamètre extérieur. Ces caissons comportent une partie inférieure élargie (embase) présentant un talon intérieur de 25 cm et un talon extérieur de 40 cm pour assurer une bonne descente des charges.

La jonction entre deux colonnes se fait par une excroissance en indentation qui est accolée à la partie plane de la colonne voisine. Cette disposition qui permet de rattraper un décalage éventuel de pose, ménage une alvéole sur toute la hauteur. Ce vide sera par la suite obturé par un bouchon de béton pour assurer une certaine étanchéité vis à vis du matériau de remblaiement.

Les caissons sont dépourvus de fonds; ils seront remplis après échouage sur la totalité de leur hauteur (11,50 m hors-tout) avant remblaiement. Le remblai en Tout-venant qui les bute forme une plate-forme de 290 m x 28 m qui relie l'ouvrage au terre-plein existant.

La préfabrication des caissons s'effectue partie à terre (embase + une levée de 5 m environ, pour permettre à l'élément de flotter) et partie en flottaison jus qu'au niveau définitif. Le tirant d'eau maximum requis est de 9,20 m.

Les caissons munis d'un fond amovible sont ensuite remorqués et échoués sur le lieu d'implantation.

Il est à signaler que la continuité de la section permet l'utilisation de coffrages glissants; ce procédé permettant d'accroître la rapidité de la construction.

En dernière phase, il sera procédé à l'installation des équipements:

\* 12 bollards en acier moulés de 60 T ancrés tous les 24,20 m dans les massifs spécialement aménagés à



Cet effet.

\*\* 9 défenses de 45t par mètre espacées de 32,50 m d'axe en axe.

\*\*\* sept organesaux.

\*\*\*\* 5 échelles métalliques encastrées.

En ce qui concerne la voie ferrée et la voie de roulement pour grue, il a été prévu une infrastructure identique à celle de la variante n° 1.

\_\_\_\_\_ . \_\_\_\_\_ . \_\_\_\_\_ . \_\_\_\_\_



**CARACTERISTIQUES**

**DES**

**MATERIEUX**

**EMPLOYES**



## 1. LES TERRES:

Le terrain de fondation, le remblai intérieur des colonnes en béton armé, le remblai arrière s'appuyant sur ces dernières sont constitués d'un tout-venant de carrière dont les caractéristiques seront les suivantes:

A / densité :      hors d'eau :  $1,9 \text{ t/m}^3$

immergé :  $1,2 \text{ t/m}^3$   
B / Angle de frottement

Angle de frottement en place:  $\varphi = 37^\circ$

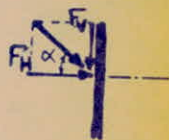
Angle de frottement remanié:  $\varphi' = 33^\circ$

C / Coefficients de poussée (calculés avec  $\varphi' = 33^\circ$ )

Designons par  $\omega$  l'angle que fait le remblai avec le plan horizontal et par  $\varphi'$  l'angle de frottement remblai - béton.

$$\left. \begin{array}{l} \omega = 0 \text{ (remblai horizontal)} \\ \alpha = \varphi' = 33^\circ \end{array} \right\} K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) = 0,295$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_H = K_a \cos \alpha = 0,247 \\ K_V = K_a \sin \alpha = 0,160 \end{cases}$$



2. LE Béton : Le béton sera dosé à  $375 \text{ kg/m}^3$  de ciment prise - mer (H.T.S)

- contrainte de traction de référence :  $\bar{\sigma}_b = 7 \text{ bars}$
- résistance nominale  $\sigma'_n = 370 \text{ bars}$



### 3. LES ACIERS :

On n'utilisera que des aciers Tors.

Les limites d'élasticité nominales sont données

comme suit :

- pour  $\phi \leq 20 \text{ mm}$   $\sigma_{en} = 4100 \text{ bars}$
- pour  $\phi \geq 25 \text{ mm}$   $\sigma_{en} = 3900 \text{ bars}$

Les contraintes admissibles dans ces aciers seront alors :

- pour  $\phi \leq 20 \text{ mm}$   $\rightarrow \bar{\sigma}_{ad} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2733 \text{ bars.}$

- pour  $\phi \geq 25 \text{ mm}$   $\rightarrow \bar{\sigma}_{ad} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2600 \text{ bars.}$

\* Pour éviter une fissuration qui serait préjudiciable à notre ouvrage, on limitera ces contraintes par la condition de fissuration.

$$\sigma_s = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\sigma_s = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 7}{\phi}} = \frac{8032}{\sqrt{\phi}}$$

$\phi$  : diam nominal en mm

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte de traction de référence du béton (7 bars)

$\eta$  : Coef de fissuration ( $\eta = 1,6$  pour fissuration préjudiciable)

$k = 10^6$  car ouvrages marins.

On peut alors dresser le tableau suivant :

$\phi$ (mm)	8	10	12	14	16	20	25
$\bar{\sigma}_{ad}$ (bars)	2840	2540	2320	2150	2010	1800	1610

\* La condition d'adhérence est donnée par les C.C.B. A 68

en p 23. à savoir  $\sigma'_{bo} > 20 \cdot (1 + 1,25 \cdot \psi_d)$   $\psi_d$  : Coef de

$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \cdot \eta_d$  ou  $\eta_d = \sqrt{2}$  pour Aciers tors "ocellementent"



$$\Rightarrow \psi_d = \frac{1,5 \cdot \sqrt{2}}{\sqrt{2}} = 1,5$$

$$\sigma'_b \geq 20 \cdot (1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (*)$$

$$\sigma'_b = f'_b \cdot \sigma_n \quad \text{ou } f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

$$- \alpha = 1 \quad (\text{classe 325})$$

$$- \beta = \frac{5}{6} \quad (\text{contrôle atténué})$$

$$- \gamma = 1 \quad \text{Car l'épaisseur minimale de l'élément de construction est supérieure à 4 fois la grosseur du plus gros granulat constitutif}$$

$$- \delta = 0,30 \text{ en compression simple.}$$

$$- \varepsilon = 1 \text{ en compression simple.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,30 \cdot 1 \cdot 370 = 92,5 \text{ bars} = 94,4 \text{ Kg/cm}^2$$

la Condition (\*) est donc bien respectée.

Remarques: (Recommandations des C.C.B.A 68)

p 89 - art 49/22 .  $k = 10^6$  si la fissuration des zones tendues est préjudiciable parce que les éléments constituent des ouvrages à la mer.

p 90 - art 49/23 . Pour les ouvrages à la mer,  $\sigma_2$  citée ne peut pas être majorée de 300  $\eta$  bars.





**EVALUATION**

**))**

**DES**

**((**

**EFFORTS**





**EFFORTS**

**VERTICAUX**



# EFFORTS

## VERTICAUX

1. Poids propre des ouvrages: Il est généralement réduit à la poussée d'Archimède calculée à la pleine mer. Sa détermination exacte est pratiquement impossible. Il a donc été jugé astucieux d'admettre le poids propre à l'aide d'une majoration légère des surcharges se rapportant aux ouvrages et terre-pleins (voir §2)

2. Surcharges des Ouvrages et terre-pleins:

Des surcharges aggravent un état de calcul, aussi avons nous grand intérêt à tenir compte des poussées horizontales qu'elles introduisent soit donc

4 à 6 t/m<sup>2</sup> vu que l'on a un trafic de  
Marchandises diverses.

d'après le § 1, on a décidé de prendre forfaitairement une valeur de 7 t/m<sup>2</sup>.

Les règlements prescrivent aussi la prise en considération des surcharges routières. On pourra donc admettre les valeurs applicables aux ponts en béton Armé.

La surface de calcul sera approximativement un carré de 12 m de côté.



---

**EFFORTS**

**HORIZONTALS**

---



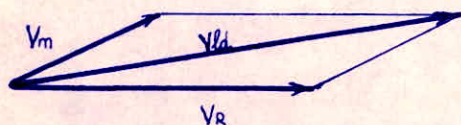
## Efforts agissant sur Les Ouvrages d'Accostage

### A. EFFORTS HORIZONTAUX:

#### 1. EFFORT D'ACCOSTAGE:

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

La vitesse limite de dérive résulte de l'équilibre des forces motrices (action du vent, traction des remorqueurs, impulsion de quelques tours d'hélice ....) et d'autre part de la résistance à l'avancement opposée par l'eau.



D'après le principe fondamental de la dynamique, à savoir  $\sum F = M \cdot \delta$ , l'équation du mouvement du navire pourra

$$\text{alors s'écrire } M \cdot \delta = M \cdot \frac{dv}{dt} = F - R \quad (1)$$

$M$  étant une masse fictive somme de deux termes  $M$  et  $M'$  que l'on spécifiera ci-après :

$$M = M + M' \quad (2)$$

\* où  $V$  est la vitesse par rapport à l'eau supposée immobile

Nota: | On supposera l'eau immobile, et ce pour éviter  
| maintes difficultés ayant trait à la non connaissance



exacte de la vitesse des particules fluides et leur comportement mutuel !

\* F: force motrice (action du vent, traction d'un remorqueur)

\* R: Résistance offerte par l'eau à l'avancement.

En régime permanent, cette résistance R pourra s'exprimer comme suit:  $R = \frac{1}{2} C_f S u^2$  (3)

\* M': Masse "hydrodynamique" ou "masse ajoutée". Elle traduit le fait que pour donner au navire une accélération  $\frac{dv}{dt}$ , la force à mettre en oeuvre est supérieure à

$M \frac{dv}{dt}$  en raison de la nécessité 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 appelé masse virtuelle.

Le L.N.H.C (Laboratoire National d'Hydraulique du Chatou) a fait des études pour essayer de généraliser la formule proposée par M. Giraudet à savoir:

$$\frac{M'}{M} = \frac{M'_0}{M} + K \cdot \frac{T}{P} \quad (4)$$

ou les différents paramètres signifient:

T: tirant d'eau du navire

M<sub>0</sub>: Masse ajoutée en grande profondeur.

En analysant le mouvement de translation latérale d'un navire vers un appontement perméable comportant une rangée de défenses parallèles à celui-ci, il a



été établi des abaques donnant respectivement :

$\alpha$  / Le coefficient de masse virtuelle:  $C_m = \frac{M+M'}{M}$ , égal au rapport de l'énergie absorbée ( $E_a$ ) par une rangée de défenses et de l'énergie cinétique ( $E_c$ ) du navire.

$$E_a = \frac{1}{2} (M+M') \cdot V_a^2 \quad (5)$$

$$E_c = \frac{1}{2} \cdot M \cdot V_a^2 \quad (6)$$

$$\Rightarrow \frac{E_a}{E_c} = \frac{M+M'}{M} = C_m \quad (7)$$

$\beta$  / L'effort maximum  $F_a$  subi par le Navire, rapporté au poids  $Mg$  de celui-ci

Les paramètres pris en compte seront :

- la raideur des défenses
- le pied de pilote  $\mu = H - T$  (profondeur - Tirant d'eau)
- Vitesse d'accostage  $V_a$
- Les dimensions  $L, B$  (Longueur et Largeur du Navire)

$$q = \frac{B}{T} \quad (8)$$

$$k = \frac{K}{f \cdot g \cdot T \cdot L} \quad (10)$$

$$\mu = \frac{P}{T} \quad (9)$$

$$v = \frac{V_a}{\sqrt{gT}} \quad (11)$$

Les valeurs statistiques "offertes" par le B.T sont

$$\left\{ \begin{array}{l} 9,20 \text{ de Tirant d'eau} \\ \tilde{L} = 220 \text{ m et } B = 31,85 \text{ m} \\ Mg = 52000 \text{ t} \end{array} \right.$$



on obtient alors :

$$q = \frac{B}{T} = \frac{31,85}{9,20} = 3,462$$

$$\text{et } \mu = \frac{H-T}{T} = \frac{H}{T} - 1 = \frac{10}{9,20} - 1 = 0,087$$

N'ayant pas de données précises sur la vitesse d'accostage,

on pourra prendre  $V_a = 0,5 \text{ m/s}$ .

Le rapport  $C_m = \frac{E_a}{E_c}$  de l'énergie absorbée par la rangée de défenses à l'énergie cinétique peut être calculé comme étant la différence entre les deux valeurs lues sur l'axe  $(0, E_a/E_c)$ .

Le type de défenses n'étant pas encore fixé, la raideur n'étant pas connue par conséquent on pose  $k = \tilde{k} = 0,3$ .

On lit sur l'abaque n° 1 :

$$\left. \begin{array}{l} E_a/E_c = 2,5 \\ b_v = 0,2 \end{array} \right\} \Rightarrow E_a/E_c = 2,3$$

D'après l'abaque n° 2, on peut en déduire :

$$F / \text{Poids du Navire} = 0,25 \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow F = 52000 \times 0,25 \cdot 10^{-2} = 130 \text{ T}$$

Par mesure de Sécurité, on prendra forfaitairement un effort  $F = 140 \text{ T}$  par défense



## 2. EFFORTS D'AMARRAGE :

Fixées aux bollards, les amarres imposent au quai des efforts dépendant de divers facteurs, à savoir :

- action du courant sur la carène .
- agitation du plan d'eau (problème très complexe).

L'action de ces efforts a un caractère de forces concentrées . Cependant, celle-ci pourra être répartie sur l'ouvrage par une poutre longitudinale sur laquelle seront fixés les bollards .

Ayant pour direction celle des amarres, les efforts d'amarrage dépendent donc des conditions d'amarrage, du type de navire, .... etc....

Vu la difficulté qu'éprouve un ingénieur calculant ce type d'ouvrage , les règlements préconisent une plage de valeurs et leur domaine de validité ,

à savoir :  $\alpha$  / 50t par bollard pour unités moyennes  
 $\beta$  / 100t " " " grandes unités

La Catégorie nous intéressant se rapprochant de la catégorie "  $\alpha$  " , et en adoptant une légère marge de sécurité de 10t / par bollard , l'effort qui sera pris en compte sera donc de 60t concentré par bollard .



Or les douze bollards en acier moulé ancrés dans des massifs spécialement aménagés à cet effet seront espacés de 24,20 m. Ce qui pourra donc permettre d'assimiler les efforts de traction concentrés de valeur 60 T à des efforts de  $\frac{60}{24,20}$  par m. linéaire de quai.

$$\frac{\text{Effort d'amarrage}}{\text{m.l de quai}} = \frac{60}{24,20} = 2,48 \text{ T/m.l}$$

Doit donc 2,5 T/m.l de quai.

### 3. Efforts du vent sur les engins de levage et les superstructures :

La formule permettant d'évaluer l'effort dû au vent agissant sur les engins et édifices supportés par notre ouvrage est :  $F_v = \Sigma W^2$  où  $\Sigma$  représente la surface de voilures des obstacles<sup>16</sup> opposés au vent. L'ouvrage projeté destiné à ne supporter que des engins du type grues, en somme des engins ayant une surface de voileure assez faible (c. a. d /  $\Sigma \approx 0$ ) , on pourra alors affirmer en toute quiétude que  $F_v \approx 0$ .

On Negligera donc l'effet du vent sur l'ouvrage!



#### 4. Poussée des terres:

Les terres retenues par le quai sont caractérisées par des grandeurs physiques:

- $\varphi$ : angle de frottement interne (en place).
- $\varphi'$ : angle de frottement remanié.
- $c$ : Cohesion
- $\gamma$ : poids spécifique du sol hors d'eau
- $\gamma'$ : poids spécifique du sol déjaillé.

N.B: Les efforts dus à la poussée des terres seront étudiés avec de amples détails dans ce qui suivra.

#### 5. Efforts sismiques:

La vérification au séisme devra être établie

Conformément aux règles parasismiques

La région de SKIKDA étant considérée comme zone

de moyenne sismicité, le coef d'intensité  $\alpha$

imposé sera  $\alpha = 0,5$  pour un degré VIII de sismicité.

Nota: Les Vérifications aux séismes se feront en temps propice dans ce qui suivra.

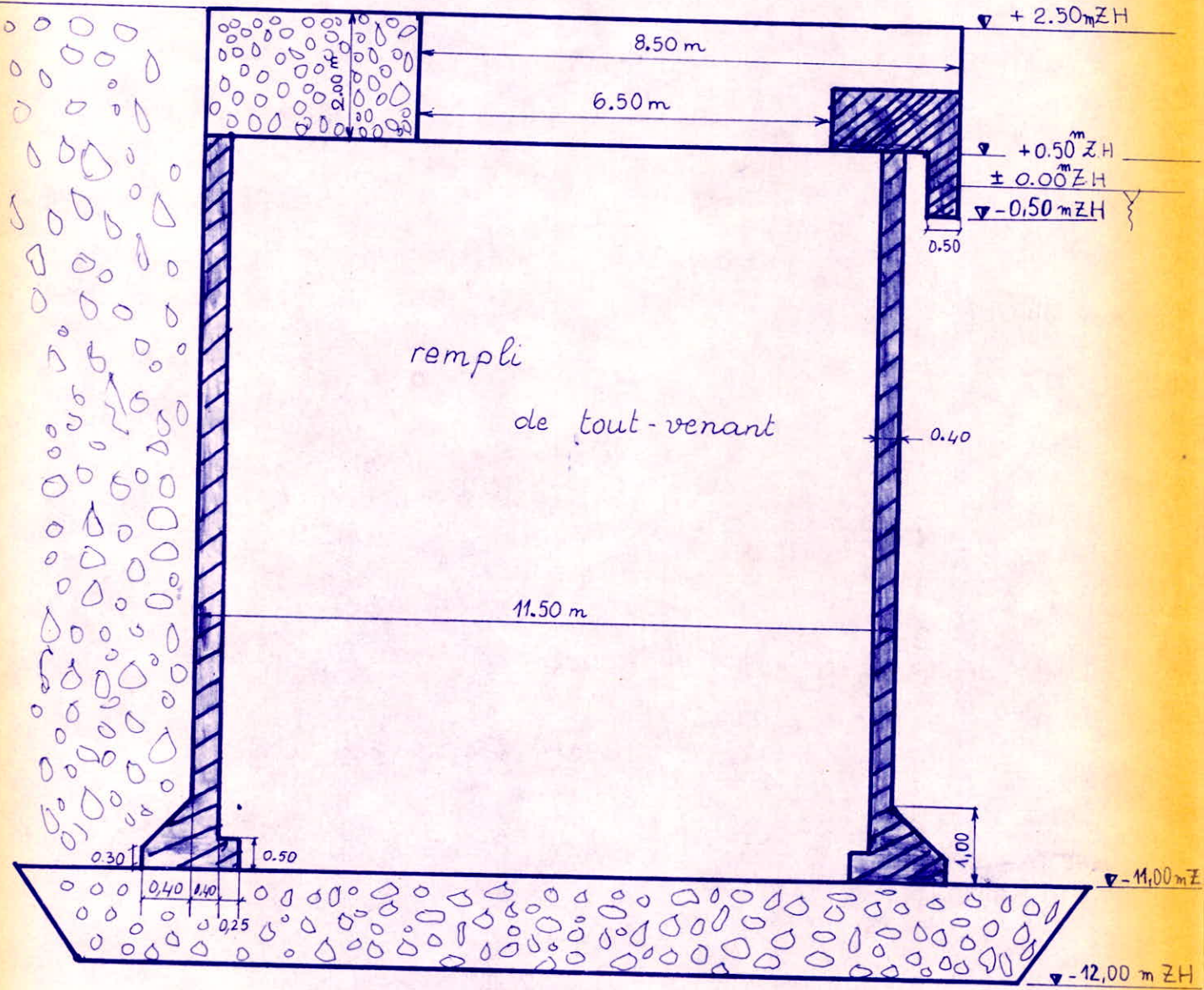


**etude  
de la stabilite**



# = PILE =

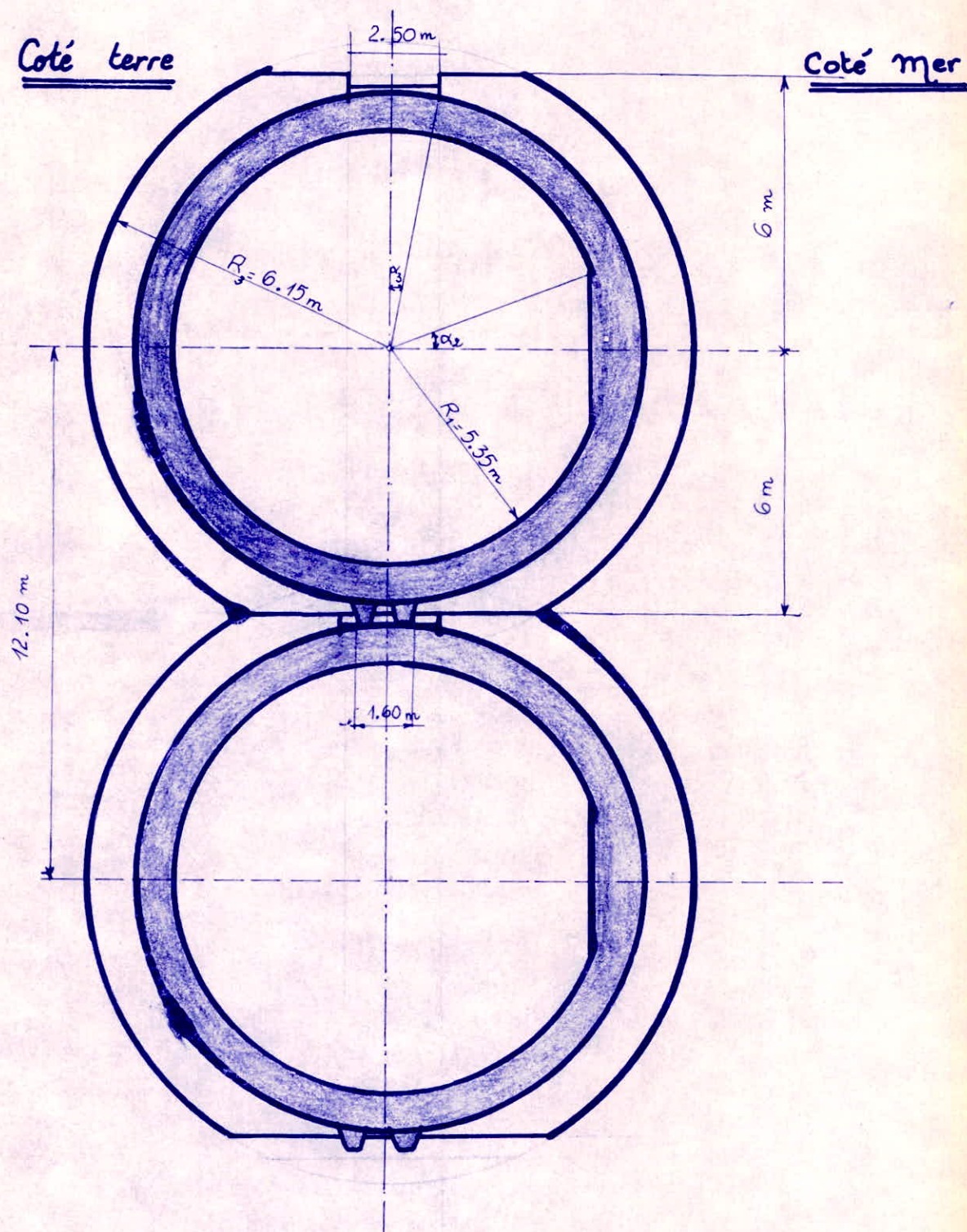
## = EN BETON ARME =



Nota: Croquis établi à l'échelle 1/100



# DISPOSITION DES COLONNES





# ETUDE

## DE LA STABILITE

Le quai projeté est constitué de piles en Béton armé, sur lesquelles s'appuie un remblai.

Ces piles en Béton Armé sont en équilibre sous l'action d'un certain nombre de forces dont certaines sont actives et d'autres passives, qui sont les suivantes :

- \* Poids propre des piles en B.A, leur remplissage exécuté en tout-venant dans notre cas.
- \* Surcharges "portées" par le quai (et ce directement)  
Engins de Manutention, Surcharges-Camions
- \* Pousée des remblais en arrière du quai.
- \* Pousée des surcharges disposées sur le remblai.
- \* Tractions exercées sur les bollards ( $F = 60t$ )
- \* Efforts d'accostage
- \* Reaction du Sol de fondation.

Nota:      Remarque n° 1: Les efforts dûs à la houle ne sont pas pris en considération vu que l'on disposera des brise-lames et que la situation de l'ouvrage justifie amplement cette hypothèse.

Remarque n° 2: Les efforts hydrostatiques n'ont pas été signalés dans le calcul, vu que la présence de l'eau est manifeste des deux cotés de la pile, et que



par consequent les efforts ainsi engendrés de part et d'autre se neutralisent.

### Dimensions des Colonnes :

Diametre exterieur : 11,50 m

Epaisseur des parois : 0,40 m

### Niveaux Caracteristiques :

Fondation du quai : -11,00m  $\bar{X}_H$

Arase superieure des Colonnes : 0,50m  $\bar{X}_H$

terre - plein : 2,50m  $\bar{X}_H$

Mer : 0,00m  $\bar{X}_H$



# == NOTATIONS ==

Pour la présente partie ayant trait au calcul proprement dit, on adoptera les notations suivantes :

- $\delta$  : section.
- $\bar{\delta}$  : " moyenne.
- $\mu$  : poids
- $x$  ou  $y$  : bras de levier (suivant les directions)
- $\Phi_i$  : Diamètre intérieur.
- $\Phi_e$  : Diamètre extérieur.
- $\Phi_m$  : Diamètre moyen.
- $\gamma$  : densité du béton hors d'eau.
- $\gamma'$  : densité du béton immergé.
- $\alpha$  : Angle exprimé (en radians).
- $\delta$  : densité du remblai hors d'eau.
- $\delta'$  : densité du remblai immergé.
- $L$  : Longueur de quai prise en considération
- $F_v$  : force Verticale.
- $F_H$  : force Horizontale.
- $M$  : moment.  
Il sera noté positif si la rotation tend à se faire dans le sens des aiguilles d'une montre et négatif dans le sens contraire.
- $e$  : épaisseur du fût
- $e'$  : épaisseur de la semelle extérieure (ou  $h'$ )



## VERIFICATION DE LA STABILITE

AU NIVEAU: -11,00 m

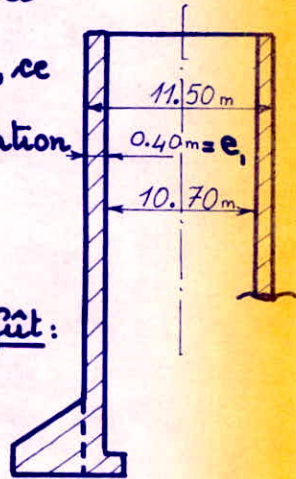
La stabilité sera vérifiée pour une colonne en béton armé, en essayant toujours de réunir les conditions les plus défavorables. La longueur de quai qui sera donc prise en compte lors de cette opération sera de 12 m. On Notera d'autre part que les efforts seront toujours évalués par rapport au point O centre de la colonne à la côte: -11,00 m.

### 1. Efforts exercés sur la colonne en Béton Armé:

Le poids de chacune des parties constitutives de cette colonne sera calculé séparément, ce qui pourra alors permettre la détermination de l'effort total ainsi engendré.

#### 1.a Force Verticale exercée par le fût:

$$\Phi_m = \frac{10,70 + 11,50}{2} = 11,10 \text{ m}$$



la section du fût sera alors:  $S_1 = 2\pi R \cdot e_1 = \pi \Phi_m \cdot e_1$

$$S_1 = \pi \cdot 11,1 \cdot 0,40 \approx 13,95 \text{ m}^2$$

On en déduit donc son poids  $p_1$  /  $p_1 = S_1 (h_1 \rho_1 + h_1' \rho_1')$

$$p_1 = 13,95 \cdot [(11 \times 1,5) + (0,5 \times 2,5)] = 247,61 \text{ t}$$



## 1.b Poids des raidisseurs :

Les mementos de mathématiques prescrivent une section pour un secteur de demi-angle au sommet  $\alpha_2$  égale à :

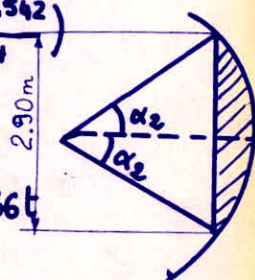
$$S_2 = 2 \cdot \left(\frac{\Phi_i}{2}\right)^2 \cdot \left(\frac{\alpha_2}{2} - \frac{\sin 2\alpha_2}{4}\right)$$

$$\alpha_2 \approx \sin \alpha_2 = \frac{1,45}{5,35} = 0,271 \rightarrow \alpha_2 = 0,271 \text{ rad}$$

d'où 
$$S_2 = 2 R_i^2 \left[ \frac{\alpha_2}{2} - \frac{\sin 2\alpha_2}{4} \right] = 2 \cdot 5,35^2 \cdot \left( \frac{0,271}{2} - \frac{\sin 0,542}{4} \right)$$

$$S_2 = 0,375 \text{ m}^2 \text{ et } p_2 = S_2 (h_1 f_1 + h'_1 f'_1)$$

$$p_2 = 0,375 \cdot (11 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 2,5) = 6,66 \text{ t}$$



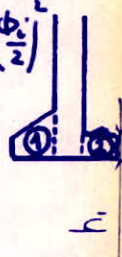
## 1.c Poids du talon intérieur : (2)

la section du talon intérieur est :  $S_2 = \pi \left( \left( \frac{\Phi_2}{2} \right)^2 - \left( \frac{\Phi'_2}{2} \right)^2 \right)$

$$S_2 = \pi \cdot \left[ \left( \frac{11,50 - 0,80}{2} \right)^2 - \left( \frac{11,50 - 0,80 - 0,50}{2} \right)^2 \right] \approx 8,21 \text{ m}^2$$

le poids du talon intérieur sera alors :

$$p_2 = S_2 \cdot f' \cdot h_1 = 1,5 \cdot 8,21 \cdot 0,50 = 6,16 \text{ t}$$



## 1.d Poids de la semelle extérieure (1)

La détermination, du poids de cette semelle extérieure et éventuellement du moment qu'elle "causerait", nécessite avant tout le positionnement du C.D.G.

Pour un trapèze de petite et grande base respectivement  $b$  et  $B$  et de hauteur  $h$ , les formules prescrivent

$$x_G = \frac{h}{3} \cdot \left[ \frac{2b+B}{B+b} \right] = \frac{0,4}{3} \cdot \left[ \frac{(2 \times 0,3) + 1}{1 + 0,3} \right] = 0,164 \text{ m}$$

on en déduit donc un rayon moyen pour cette partie ①

$$\text{qui sera } r_m = \frac{\Phi_m}{2} = \frac{\Phi_2}{2} + x_G = \frac{11,50}{2} + 0,164 = 5,91 \text{ m}$$



On pourra calculer une base moyenne  $\tilde{b} = \frac{b+\theta}{2}$

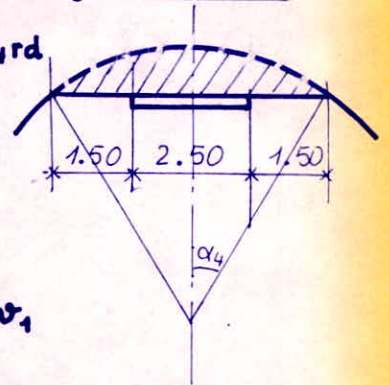
$$\tilde{b} = \frac{0,30+1}{2} = 0,65 \text{ m}$$

Section fictive limitée par  $2\alpha_4$  (angle au sommet)

$$\sin \alpha_4 \approx \frac{1,25+1,50}{6,15} = 0,447 \rightarrow \alpha_4 = 0,464 \text{ rd}$$

$$S'' = 2 \cdot 2 \cdot (6,15)^2 \cdot \left( \frac{0,464}{2} - \frac{\sin 0,928}{4} \right)$$

$$S'' = 4,83 \text{ m}^2$$



$$v_1 = \tilde{b} \cdot S_1 = [2\pi \cdot r_m \cdot e' - S''] \text{ et } p_1 = \gamma' \cdot v_1$$

$$p_1 = 1,5 \cdot 0,65 \cdot [2 \cdot \pi \cdot 5,91 \cdot 0,40 - 4,83] = 9,80 \text{ t}$$

## 1.e Poids des dents:

évaluons la surface latérale des dents:



$$S = 2 \cdot \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot \tilde{h} = (0,5 + 0,25) \cdot 0,25 = 0,19 \text{ m}^2$$

$$p = S \cdot [\gamma \cdot h + \gamma' \cdot h'] = 0,19 \cdot [0,5 \cdot 2,5 + 11 \cdot 1,5] = 3,37 \text{ t}$$

## 2. Remblai intérieur:

$$\Phi_{\text{int}} = 10,70 \text{ m} \Rightarrow S = \pi \cdot \frac{\Phi_{\text{int}}^2}{4} = \frac{\pi}{4} \cdot (10,7)^2 = 89,92 \text{ m}^2$$

$$p = S \cdot [\gamma \cdot h + \gamma' \cdot h'] = 89,92 \cdot [11 \cdot 1,2 + 1,9 \cdot 0,5] = 1272,4 \text{ t}$$

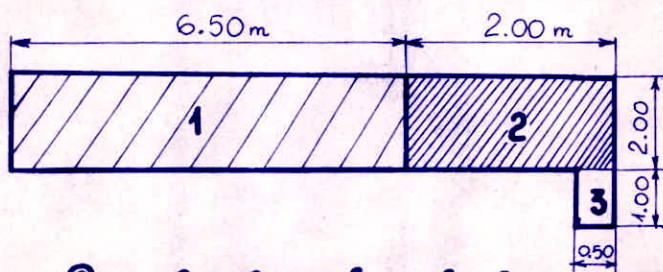
On en déduit cependant un poids fictif qui est celui du talon intérieur, pris comme s'il était constitué d'un remblai de densité  $\gamma' = 1,2 \text{ t/m}^3$

$$\Rightarrow \text{poids fictif: } P_f = 1,2 \cdot 8,21 \cdot 0,5 = 4,93 \text{ t}$$

$$\Rightarrow p_{r \text{ int}} = 1272,40 - 4,93 = 1267,5 \text{ t}$$



### 3. Superstructure sur une longueur de 12 m:



Pour faciliter le calcul, cette superstructure sera divisée en 3 parties dont les poids seront évalués séparément.

Pour éléments de la superstructure étant situés au-dessus du niveau 0.00 ZH, le poids spécifique du béton à prendre en compte sera de  $2,5 \text{ t/m}^3$  et  $1,5 \text{ t/m}^3$  si cas contraire.

$$\text{partie 1 : } 6,5 \times 2 \times 2,5 \times 12 = 390 \text{ t}$$

$$\text{partie 2 : } 2 \times 2 \times 12 \times 2,5 = 120 \text{ t}$$

$$\text{partie 3 : } \left. \begin{array}{l} \text{hors d'eau : } 0,5 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 2,5 = 7,5 \text{ t} \\ \text{immergé : } 0,5 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 1,5 = 4,5 \text{ t} \end{array} \right\} = 12 \text{ t}$$

$$\text{Poids de la superstructure : } 522 \text{ t (sur 12 m)}$$

Position des Centres de gravité de chacune des parties / ocentre de la pile au niveau:  $-11,00 \text{ m ZH}$

$$X_{G1} = 1,25 \text{ m}$$

$$X_{G2} = 1,25 + 3,25 + 1 = 5,50 \text{ m}$$

$$X_{G3} = 1,25 + 3,25 + 2 - 0,25 = 6,25 \text{ m}$$

### 4. Remblai en arriere de la superstructure sur Colonne:

Ce remblai en arriere de la superstructure est situé hors de l'eau, donc le poids spécifique à prendre en compte sera  $\gamma_r = 1,9 \text{ t/m}^3 \Rightarrow n_r = v_r \cdot \gamma_r = 2 \times 3,75 \times 12 \times 1,9 = 171 \text{ t}$

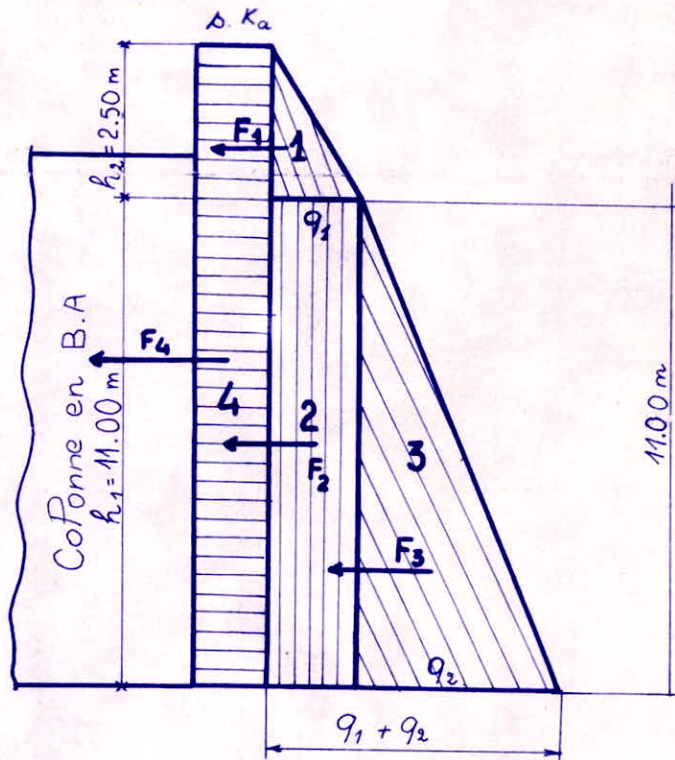


Par rapport à 0, cette force sera excentrée de  $x_{rG} /$

$$x_{rG} = -\left(\frac{3,75}{2} + 2\right) = -3,875 \text{ m}$$

## 5. Poussée des terres :

Dans le cas le plus général, lorsqu'un remblai s'appuyant sur la colonne est soumis à une surcharge uniforme  $s$  exprimée en  $\text{Kg/m}^2$ , et ce quelque soit sa nature, le diagramme des "poussées" agissant sur cette colonne aura la forme suivante :



Nota : Une erreur grave serait d'omettre la partie n°2 qui crée une force de poussée  $F_2$  non négligeable. Par inattention cet oubli est très fréquent !



Le diagramme des pressions agissant sur la colonne et représenté sur la page précédente sera décomposé lors du calcul des poussées en 3 parties, la partie n°4 ayant trait aux surcharges sera évaluée en p.

### Calcul du Coef de poussée $K_a$ :

La théorie la mieux adaptée est celle de RANKINE vu que l'angle entre le bord du quai et la verticale est nul (note' B).

\* pour  $\beta = 0$ , la théorie donne comme expression pour la

densité de poussée active:  $q_a(z) = \delta \cdot K_a \cdot z$

$$\text{avec } K_a = \cos w \cdot \frac{\cos w - \sqrt{\cos^2 w - \cos^2 \varphi}}{\cos w + \sqrt{\cos^2 w - \cos^2 \varphi}}$$

comme  $w$  (angle fait par le plan du remblai et l'horizontale)

est nul, l'expression ci-dessus devient:  $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,247$   
 $K_H = K_a \cdot \cos \varphi$  et  $K_V = K_a \cdot \sin \varphi$

### Partie n°1 (Poussée du remblai au-dessus du Niveau 0.00 $\pm_N$ ):

$$F_{H_1} = K_H \cdot \delta \cdot \frac{h_1^2}{2} = 0,247 \times 1,9 \times \frac{2,5^2}{2} = 1,47 \text{ t/m. l de quai}$$

pour  $L = 12 \text{ m}$   $\longrightarrow$   $F_{H_1} = 12 \times 1,47 = 17,64 \text{ t}$   
 $F_{H_1}$  appliquée à  $11 + \frac{2,50}{3}$  à partir de la base:  $y_{1,6} = 11,84 \text{ m}$

### Partie n°2:

pour 12 m de quai:  $F_{H_2} = L \cdot h_1 \cdot [K_H \cdot \delta \cdot h_2]$

$$F_{H_2} = 12 \cdot 11 \cdot [0,247 \cdot 1,9 \cdot 2,5] = 154,87 \text{ t}$$

$F_{H_2}$  appliquée à  $y_{2,6} = \frac{11}{2} = 5,5 \text{ m}$  à partir de la base

### Partie n°3:

$$F_{H_3} = L \cdot [K_H \cdot \delta' \cdot \frac{\bar{R}_2^2}{2}] = 12 \cdot 0,247 \cdot 1,2 \cdot \frac{11^2}{2} = 215,20 \text{ t}$$

$F_{H_3}$  sera appliquée à  $y_{3,6} = \frac{11}{3} = 3,67 \text{ m}$  à partir de la base,

\* et  $V_t = \Sigma(H_i) \cdot \tan \phi = 0,649 \times 387,71 = 251,62 \text{ t}$  appliquée à  $x_{6,0} = \frac{11}{2}$





## 6. Surcharge uniforme $\delta = 7 \text{ t/m}^2$ sur le terre-plein:

Celle-ci engendre un effort horizontal  $F_H$  et un effort vertical  $F_V$ .

$$F_{H/\text{m.l. de quai}} = \delta \cdot K_H \cdot (h_1 + h_2) = 7 \times 0,247 \cdot (11 + 2,5) = 23,34 \text{ t/m.l.}$$

$$\text{pour } 12 \text{ m de quai : } F_H = 12 \times 23,34 = 280,1 \text{ t}$$

$$F_{V/\text{m.l. de quai}} = \delta \cdot K_V \cdot (h_1 + h_2) = 7 \times 0,16 \times 13,5 = 15,12 \text{ t/m.l.}$$

$$\text{pour } 12 \text{ m de quai : } F_V = 12 \times 15,12 = 181,5 \text{ t}$$

$$* F_H \text{ sera appliquée à } y_G = \frac{13,5}{2} = 6,75 \text{ m / o}$$

$$* F_V \text{ sera appliquée à } x_G = \frac{11,5}{2} = 5,75 \text{ m / o}$$

## 7. Effort de traction concentré appliqué au bollard:

On supposera pour toujours se placer dans les conditions les plus défavorables que la colonne étudiée est surplombée par un bollard; ce qui introduit une force supplémentaire horizontale rasante appliquée à une hauteur moyenne de 0,40 m à partir du niveau supérieur du quai, dont l'intensité est la force d'amarrage de 60 t.

Par rapport au point O appartenant au niveau: -11,00 m, le bras de levier sera donc:  $X_G = 11 + 0,50 + 2 + 0,40 = 13,90 \text{ m}$

## 8. Action des surcharges appliquées directement sur la colonne:

### 8.1 Surcharge due aux engins de manutention (grues)

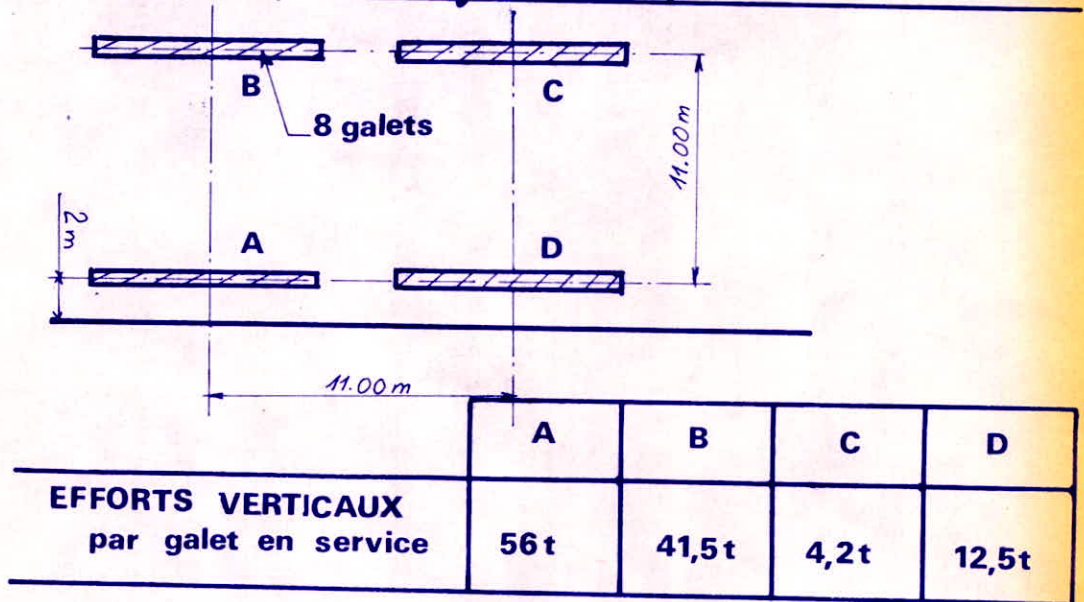
On a en général à tenir compte des forces verticales et horizontales, ces dernières dues à l'action du vent sur les engins de manutention qui à juste titre ont été négligées (voir p. ).



Les forces verticales à prendre en compte dans le calcul sont le plus souvent, comme cela est notre cas, fixées par un devis particulier émanant du maître d'œuvre.

Quant à la disposition, elle pourra être fixée par l'ingénieur.

Caractéristiques de la grue données par les Annales du C.H.E.C



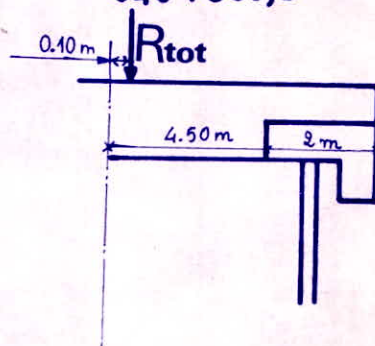
La disposition ci-dessus est équivalente au schéma statique :

$$R_{ad} = 8 \cdot (56 + 12,5) = 548 \text{ t}$$

$$R_{bc} = 8 \cdot (41,5 + 4,2) = 365,6 \text{ t}$$

$$\sum M)_{M_1} = 0 \Rightarrow R_{tot} \cdot \overline{OM_1} = R_{ad} \cdot \overline{M_1 M_2} \Rightarrow \overline{OM_1} = \frac{R_{ad}}{R_{tot}} \cdot \overline{M_1 M_2}$$

$$\overline{OM_1} = 11 \cdot \frac{548}{548 + 365,6} = 6,60 \text{ m}$$





## 8.2 Surcharges "camions":

On disposera deux camions types 13t/essieu sur la superstructure (Chaque camion ayant 2 essieux).

La résultante des efforts ainsi engendrés sera placée à 1.50m du bord vu que l'on doit laisser ou du moins supposer qu'une partie du bord de quai est inaccessible à tout engin motorisé.

La résultante  $R_{sc}$  adoptée comme surcharge-camion sera évaluée à :  $R_{sc} = 4 \cdot 13 = 52 \text{ t}$

Cette force  $R_{sc}$  sera excentrée /o de  $x_G = 5.00\text{m}$

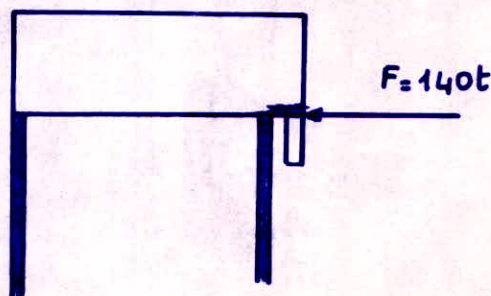
## 8.3 Surcharge d'exploitation appliquée sur la Colonne:

Celle-ci sera forfaitairement prise égale à  $3 \text{ t/m}^2 < 7 \text{ t/m}^2$  vu que la marchandise n'est pratiquement jamais stockée sur cette partie de l'ouvrage et que cette dernière ne sera donc qu'une zone de transit pour la marchandise.

$$q = 3 \text{ t/m}^2 \Rightarrow p = \pi \cdot \frac{11.5^2}{4} \cdot 3 = 311,61 \text{ t.}$$

## 8.4 Effort d'accostage:

Un navire accostant est supposé exercer sur le bord vertical du quai un effort horizontal de 140t appliqué à une



distance  $y_G = 11.50\text{m}$   
du niveau :  $-11.00\text{m Z.A.}$



## Caracteristiques de la surface d'appui

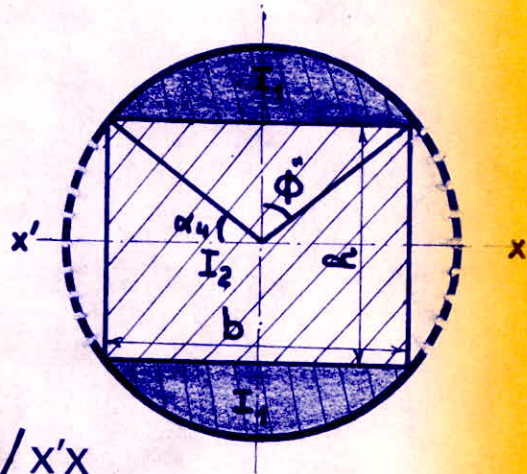
A. surface:

$$S_0 = \pi R^2 - 4R^2 \left( \frac{\alpha_4}{2} - \frac{\sin 2\alpha_4}{4} \right)$$

$$\alpha_4 = 0,464 \text{ rd (voir fig)}$$

$$S_0 = \pi \cdot 6,15^2 - 4 \cdot 6,15^2 \left[ \frac{0,464}{2} - \frac{\sin(2 \cdot 0,464)}{4} \right]$$

$$S_0 = 113,98 \approx 114 \text{ m}^2$$



B. Moments d'inertie / x'x

a. segments circulaires:

$$I_1 = \frac{R^4}{16} \cdot (4\phi'' - \sin 4\phi'') \text{ avec } \phi'' = \frac{\pi}{2} - \alpha_4 = 1,107 \text{ rd}$$

$$\Rightarrow 2I_1 = \frac{R^4}{8} \cdot (4 \cdot 1,107 - \sin(4 \times 1,107)) = 963,5 \text{ m}^4$$

b. rectangle:

$$I_2 = b \cdot h^3 / 12$$

$$* R \cdot \sin \phi'' = \frac{b}{2} \Rightarrow b = 2R \sin \phi'' = 2 \cdot 6,15 \cdot \sin(1,107) = 11 \text{ m}$$

$$* h = 2R \cos \phi'' = 5,50 \text{ m}$$

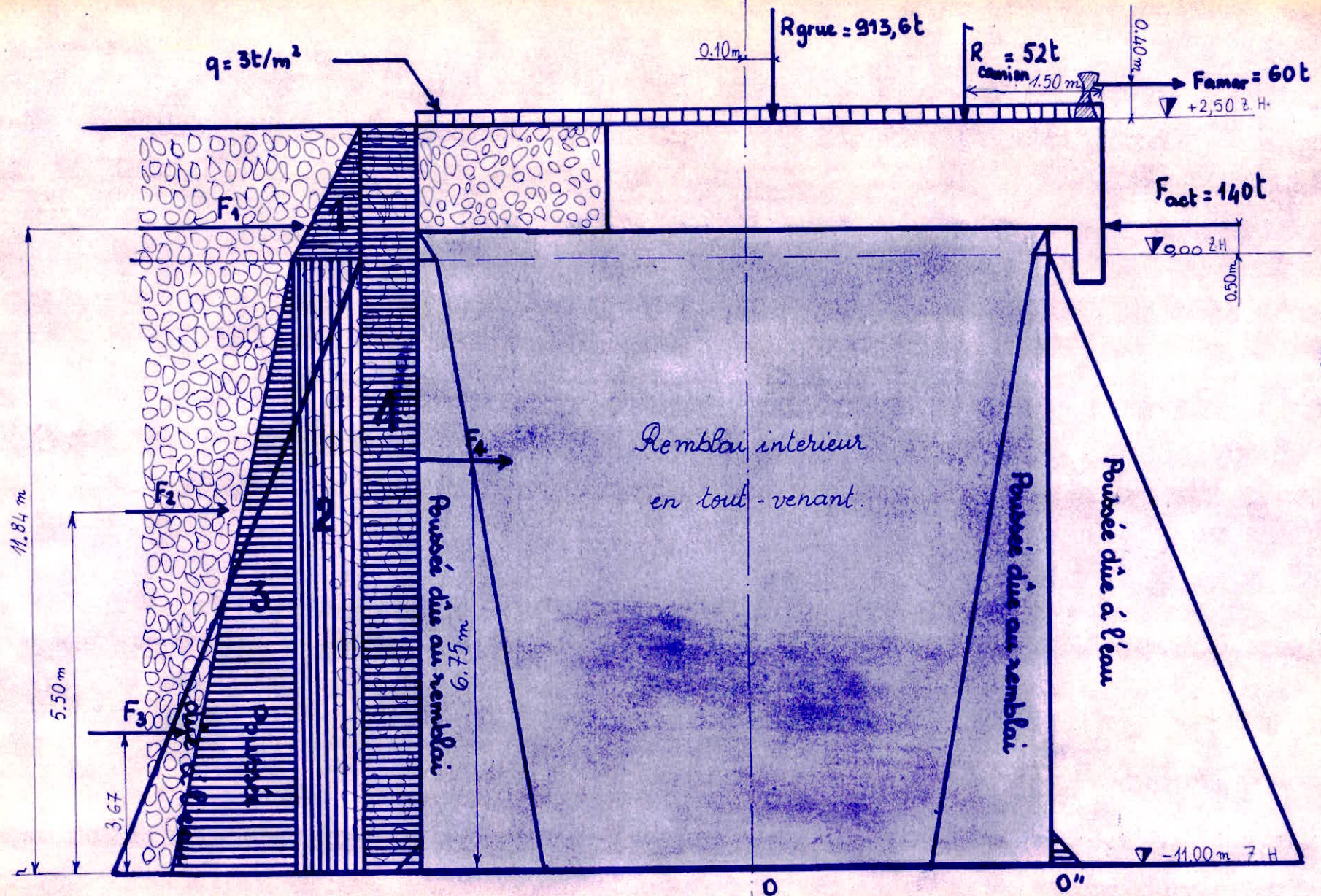
$$\Rightarrow I_2 = \frac{11 \cdot 5,50^3}{12} = 152,5 \text{ m}^4$$

C.  $I_{\text{total}} / x'x$ :

$$I_{\text{tot}} = I_2 + 2I_1 = 1116 \text{ m}^4$$



# Schema recapitulatif des efforts existants





CHARGE OU SURCHARGE	$\vec{F}_v$ <sub>t</sub>	$\vec{F}_h$ <sub>t</sub>	$X_{ou}Y$ <sub>m</sub>	$M_+$ <sub>tm</sub>	$M_-$ <sub>tm</sub>
fût	247,61	—	0	—	—
raidisseur	6,66	—	5,25	34,96	—
talon interieur	6,16	—	0	—	—
talon exterieur	9,80	—	0	—	—
dents	3,37	—	0	—	—
remblai interieur	1267,5	—	0	—	—
superstructure _ 1 _	390	—	1,25	487,5	—
superstructure _ 2 _	120	—	5,50	660	—
superstructure _ 3 _	12	—	6,25	75	—
rembl. arri. superst.	171	—	3,88	—	663,50
P.T diag _ 1 _	—	17,64	11,84	208,86	—
P.T diag _ 2 _	—	154,87	5,50	851,8	—
P.T diag _ 3 _	—	215,20	3,67	789,8	—
COMP VERT ENGee	251,62	—	5,75	—	1446,81
Efforts Perm <sup>ts</sup>	2485,7	—	—	3072,96	—
		387,71	—	—	2110,32
surch sur terre-plein	—	280,1	5,75	1890,7	—
eff <sup>t</sup> bollard	181,5	—	5,75	—	1043,6
	—	60	13,90	834	—
(B) Efforts Cas de Charge 1	2667,2	727,81	—	5797,7	3154
Surchg. Uniforme	311,61	—	0	—	—
grue	913,6	—	0,10	91,4	—
Camions	52	—	5	260	—
(B) Efforts dans Cas de Charge 2	3944,4	727,81	—	6149	3154



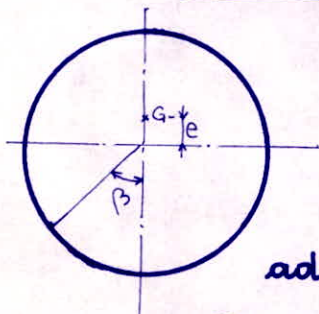
... suite ...

(B)

Effort d'accostage	—	140	11,50	—	1610
Cas de Charge n°3	3944,4	867,8	—	6149	4764

## CONTRAINTES DE MEYERHOFF

### 1. Cas de surcharge n° 1 :



$$e_1 = \frac{M_t}{F_v} = \frac{5797,7 - 3154}{2667,2} = 0,991 \text{ m}$$

L'angle  $\beta$  permettant de delimiter la surface admettant G pour centre de gravité est donnée

par la formule (voir LHERMINIER) :

$$\frac{2S_0}{R^2} = 2\beta - \sin^2\beta + \frac{4R \sin^3\beta}{3e}$$

$$\frac{2 \cdot 114}{6,15^2} = 6,03 = 2\beta - \sin^2\beta + 8,275 \sin^3\beta$$

$\beta_1$  solution de l'équation:  $8,275 \sin^3\beta_1 - \sin^2\beta_1 + 2\beta_1 - 6,03 = 0$   
par approximations successives, on arrive à la solution:

$$\beta_1 = 0,99 \text{ rd}$$

la section d'appui qui sera considérée lors du calcul

qui suivra sera:  $S'_1 = S_0 - \frac{R^2}{2} \cdot (2\beta_1 - \sin 2\beta_1)$

$$S'_1 = 114 - \frac{6,15^2}{2} \cdot (2 \cdot 0,99 - \sin 2 \cdot 0,99) = 93,9 \text{ m}^2$$

la contrainte de Meyerhoff sera alors évaluée à  $\frac{V}{S'_1}$



$$\sigma_1 = \frac{V}{S'} = \frac{2667,2}{93,9} = 28,405 \text{ t/m}^2$$

2. Cas de surcharge n° 2 :

$$e_2 = \frac{M_{t_2}}{F_{V_2}} = \frac{6149 - 3154}{3944,4} = 0,759 \text{ m}$$

$$\beta_2 \text{ solution de l'équation : } 2 \cdot \frac{S_0}{R^2} = 6,03 = 2\beta_2 - \sin^2 \beta_2 + 10,80 \cdot \sin^3 \beta_2$$

$$10,80 \cdot \sin^3 \beta_2 - \sin^2 \beta_2 + 2\beta_2 - 6,03 = 0 \rightarrow \beta_2 = 0,87 \text{ rd}$$

$$\text{Section d'appui considérée : } S'_2 = 114 - \frac{6,15^2}{2} \cdot (2 \cdot 0,87 - \sin 2 \cdot 0,87) = 99,74 \text{ m}^2$$

$$\text{Contrainte de Peyerhoff : } \sigma_2 = \frac{V_2}{S'_2} = \frac{3944,4}{99,74} = 39,546 \text{ t/m}^2$$

3. Cas de surcharge n° 3 :

$$e_3 = \frac{M_{t_3}}{F_{V_3}} = \frac{6149 - 4764}{3944,4} = 0,351 \text{ m}$$

$$\beta_3 \text{ solution de l'équation : } 6,03 + 2\beta_3 - \sin^2 \beta_3 + 23,36 \sin^3 \beta_3 = 0$$

$$\text{on en déduit } \beta_3 = 0,64 \text{ radians}$$

$$\text{la section d'appui considéré sera : } S'_3 = 114 - \frac{6,15^2}{2} \cdot (2 \cdot 0,64 - \sin 2 \cdot 0,64)$$

$$S'_3 = 107,9 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_3 = \frac{V_3}{S'_3} = \frac{3944,4}{107,9} = 36,55 \text{ t/m}^2$$



# VERIFICATION DE LA SECURITE (niveau: -11 m)

## 1. FORCE PORTANTE DE LA FONDATION

### 1.a/ Cas de Charge n° 1:

La cohésion  $c$  est nulle ( $c = 0$ ), le terme de cohésion  $c.N_c$  disparaît dans l'expression de la capacité portante de la fondation et celle-ci devient:

$$q = \frac{Q}{B' \cdot L'} = dq \cdot i_q \cdot \gamma' \cdot D \cdot N_q + d\gamma \cdot \gamma' \cdot \frac{B'}{2} \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \quad (*)$$

où:  $dq = d\gamma = 1 + 0,1 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$  pour  $\phi > 10^\circ$

\*  $D$ : enfoncement de la fondation dans le sol ( $D = 1,00 \text{ m}$ )

\*  $B$ : Largeur moyenne et  $\gamma' = 1,2 \text{ t/m}^3$ : Fondation noyée.

$$B = \frac{S_0}{L'} = \frac{114}{(6+6)} = 9,5 \text{ m}$$

$\phi = 33^\circ$  (échantillon remanié) exprimé en degrés

$$\Rightarrow dq = d\gamma = 1 + 0,1 \cdot \frac{1}{9,5} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{16,5^\circ}{180}\right) = 1,02$$

$$* i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 \quad \text{et} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$$

$$* B' : \text{Largeur réduite} = B - 2e$$

$$F_{V_1} = 2667,2 \text{ t} \quad \text{et} \quad F_{H_1} = 727,81 \text{ t} \Rightarrow \tan \theta = \frac{F_{H_1}}{F_{V_1}} = 0,273$$

$$\Rightarrow \theta = 15,27^\circ \Rightarrow \begin{cases} i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{15,27}{90}\right)^2 = (0,83)^2 = 0,69 \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{15,27}{33}\right)^2 = (0,537)^2 = 0,29 \\ B'_1 = B - 2e = 9,5 - 2 \cdot 0,991 = 7,52 \text{ m} \end{cases}$$



pour  $\phi = 33^\circ$ , on lit sur les tables :

$$N_q = 26,1 \quad \text{et} \quad N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi) = 26,17$$

L'expression (\*) devient alors :

$$q = \frac{Q}{B' \cdot L} = 1,02 \cdot 0,68 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 26,1 + 1,02 \cdot 1,2 \cdot \frac{7,52}{2} \cdot 26,17 \cdot 0,990$$

$$q_1 = 57,00 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_1 = q_1 \cdot B'_1 \cdot L = 57,00 \cdot 12 \cdot 7,52 = 5143,7 \text{ t}$$

de cette valeur, on en déduit un coef de sécurité  $K_s$  /

$$K_s = \frac{Q_1}{F_{v_1}} = \frac{5143,7}{2667,2} = 1,930$$

1.b) Cas de charge n° 2 :

$$\begin{cases} F_{v_2} = 3944,4 \text{ t} \\ F_{H_2} = 727,81 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow \tan \theta = \frac{F_{H_2}}{F_{v_2}} = 0,185 \Rightarrow \theta = 10,45^\circ$$

$$dq = d\delta = 1 + 0,1 \cdot \frac{1}{9,5} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{10,45^\circ}{180}\right) = 1,015$$

$$\text{pour } \theta = 10,45^\circ \rightarrow \begin{cases} i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{10,45}{90}\right)^2 = (0,88)^2 \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{10,45}{33}\right)^2 = (0,68)^2 \\ B'_2 = B - 2 \cdot e = 9,5 - 2 \cdot 0,759 = 7,98 \text{ m} \end{cases}$$

d'après (\*<sub>1</sub>) on en déduit :

$$q_2 = \frac{Q}{B' \cdot L} = 1,015 \cdot (0,88)^2 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 26,1 + 1,015 \cdot 1,2 \cdot \frac{7,98}{2} \cdot 26,17 \cdot (0,68)^2$$

$$q_2 = 83,43 \text{ t/m}^2$$

$$Q_2 = q_2 \cdot B'_2 \cdot L = 7,98 \cdot 12 \cdot 83,43 = 7990 \text{ t}$$

$$K_{s_2} = \frac{Q_2}{F_{v_2}} = \frac{7990}{3944,4} = 2,03$$



### 1.c / Cas de charge n° 3 :

$$\begin{cases} F_{V_3} = 3944,4 \text{ t} \\ F_{H_3} = 867,8 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow \operatorname{tg} \theta = \frac{F_{H_3}}{F_{V_3}} = \frac{867,8}{3944,4} = 0,22 \Rightarrow \theta = 12,41^\circ$$

$$dq = d\delta = 1 + 0,1 \cdot \frac{1}{9,5} \cdot \operatorname{tg}(45 + 12,41) = 1,016$$

$$\text{pour } \theta = 12,41^\circ \rightarrow \begin{cases} i_9 = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{12,41}{90}\right)^2 = (0,862)^2 \\ i_8 = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{12,41}{33}\right)^2 = (0,624)^2 \\ B'_3 = B - 2 \cdot e = 9,5 - 2 \cdot 0,351 = 8,80 \text{ m} \end{cases}$$

d'après (\*<sub>1</sub>), on en déduit :

$$q_3 = \frac{Q_3}{B'_3 \cdot L'} = 1,016 \cdot (0,862)^2 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 26,1 + 1,016 \cdot 1,2 \cdot \frac{8,80}{2} \cdot 26,17 \cdot (0,624)^2$$

$$\boxed{q_3 = 78,31 \text{ t/m}^2}$$

$$\Rightarrow Q_3 = q_3 \cdot B'_3 \cdot L' = 12 \cdot 8,80 \cdot 78,31 = 8269,5 \text{ t}$$

$$\text{et } K_{S_3} = \frac{Q_3}{F_{V_3}} = \frac{8269,5}{3944,4} = 2,1$$

## 2. STABILITÉ AU GLISSEMENT

### 2 a / Cas de charge n° 1 :

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{H_1}{V_1} = \frac{727,81}{2667,2} = 0,273$$

$$K_{S_1} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{0,649}{0,273} = 2,38$$

### 2 b / Cas de Charge n° 2 :

$$\operatorname{tg} \theta_2 = \frac{H_2}{V_2} = \frac{727,81}{3944,4} = 0,185$$

$$K_{S_2} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{0,649}{0,185} = 3,51$$



## 2.c / Cas de charge n° 3 :

$$\operatorname{tg} \theta_3 = \frac{H_3}{V_3} = \frac{867,8}{3944,4} = 0,22$$

$$\Rightarrow K_{S_3} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{0,649}{0,22} = 2,95$$

## 3. STABILITE AU RENVERSEMENT

Pour cette vérification au renversement, les moments devront alors être évalués par rapport au pt 0" (coin de la colonne à la cote -11,00 m, en contact avec le côté mer).

Moments de renversement : (M<sup>+</sup>) (Y' = Y ; X' = X + 6,15 m)

Comp H <sub>1</sub> : H <sub>1</sub> = 17,64 t	M <sub>1</sub> = 208,86 t.m
Comp H <sub>2</sub> : H <sub>2</sub> = 154,87 t	M <sub>2</sub> = 851,8 t.m
Comp H <sub>3</sub> : H <sub>3</sub> = 215,20 t	M <sub>3</sub> = 789,8 t.m
Effort sur bollard = 60 t	M = 834 t.m
Surch. sur terre-plein = H' = 280,1 t	M = 1890,7 t.m
Superstructure 3 : 12 t	M = 1,2 t.m ; (X' = 0,10 m)

total : M<sub>+</sub> = 4576,4 t.m

Moments stabilisateurs : (M<sub>-</sub>)

fût : N = 247,61 t	M = 1522,8 t.m ; (X' = 6,15 m)
raidisseurs : N = 6,66 t	M = 6 t.m ; (X' = 0,9 m)
talon intérieur : N = 6,16 t	M = 37,9 t.m ; (X' = 6,15 m)
talon extérieur : N = 9,80 t	M = 60,27 t.m ; (X' = 6,15 m)
dents : N = 3,37 t	M = 20,72 t.m ; (X' = 6,15 m)
remblai intérieur : N = 1267,5 t	M = 7795,1 t.m ; (X' = 6,15 m)
Superstructure 1 : N = 390 t	M = 1911 t.m ; (X' = 4,9 m)
Superstructure 2 : N = 120 t	M = 78 t.m ; (X' = 0,65 m)
Poussée verticale ds terres : N = 251,62 t	M = 2994,3 t.m ; (X' = 11,9 m)
Remblai arrière à l'Assupst : N = 171 t	M = 1715,1 t.m ; (X' = 10,03 m)

total M<sub>-</sub> = 16141 t.m

La connaissance de M<sub>+</sub> et M<sub>-</sub> permet la détermination du Coef de sécurité K<sub>S</sub>.

$$K_S = \frac{M_-}{M_+} = \frac{16141}{4576,4} = 3,53$$



**verification  
au  
seisme**



# calcul sismique

La zone de SKIKDA est une région qui n'est pratiquement sujette à aucun séisme comme on pourra le constater sur la carte sismique de l'Algérie. Les relevés des épicentres depuis la fin du 18<sup>ème</sup> siècle (vers 1783) montre que : cette région est de la carte est située dans une région assismique, pratiquement l'une des plus "blotties" contre les secousses.

Le relevé des épicentres de l'Algérie montre que seules deux chaînes rocheuses sont vierges de secousses à savoir la chaîne de grande-Kabylie et celle de petite Kabylie dont fait partie la ville de SKIKDA.

Cependant la durabilité de notre ouvrage sera conditionnée par une vérification à faible sismicité. Le coefficient d'intensité imposé sera  $\alpha = 0,5$  pour un degré VII de sismicité.

## VERIFICATION DE STABILITE

L'ouvrage sera assimilé à un mur de soutènement lors de ce calcul. Les règlements parasismiques 1989 (en p 117 Art 3.4) indiquent que pour le calcul de ce type d'ouvrages, nous devons appliquer certains coefficients :

$\alpha$ / Au caisson lui-même :

le coef applicable aux murs isolés à savoir :

- \* syst. de forces horizontales :  $0,10 \cdot \alpha \cdot W$
  - \*\* syst. de forces Verticales :  $\pm 0,20 \cdot \alpha \cdot W$
- W étant le poids de la pile.

$\beta$ / Aux forces exercées par les terres :

- \* en ce qui concerne les composantes horizontales, le coef de majoration :  $1 + 0,10 \cdot \alpha$
- \*\* en ce qui concerne les composantes verticales, le Coefficient :  $1 \pm 0,10 \cdot \alpha$

$\alpha$  étant le Coef d'intensité



### a/ COEFFICIENT D'INTENSITE : $\alpha$

Ce coefficient a pour but de permettre l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique dont ses promoteurs ou la collectivité entendent la protéger. Il dépend de l'intensité nominale  $i_N$  pour laquelle devra être établi notre projet.

Les valeurs de  $\alpha$  correspondant à des intensités nominales différentes de l'intensité de référence seront lues sur l'échelle fonctionnelle ci-dessous :

$\alpha$	0,5	1	2	3	4	5
intensité nominale	6	7	8	9	10	
Degré Macrosismique	VII	VIII	IX	X	XI	

### b/ SECURITE AU GLISSEMENT

Poids de la structure :  $795,6 \text{ t} = W$  (caisson + superstructure)  
 Poids des terres :  $1267,5 + 171 = 1438,5 \text{ t} = P_{te}$  (poids des remblais)  
 Forces de poussée des terres :  $17,64 + 154,87 + 215,20 = 387,71 \text{ t} = F_{te}$   
 Composante verticale engendrée par les terres :  $F_{av} = 251,62 \text{ t}$  (en arrière du caisson)

#### $\alpha$ / Composantes horizontales :

$\alpha = 0,5$  pour un degré VII de sismicité  
 on aura donc comme composantes horizontales :  
 $\alpha_1$  / "Caisson" : (ou structure) :

$$0,10 \cdot \alpha \cdot W = 0,10 \cdot 0,5 \cdot 795,6 = 39,78 \text{ t}$$

appliquée en haut du caisson.

#### $\alpha_2$ / Poussée des terres :

$$(1 + 0,10\alpha) \cdot F_{te} = (1 + 0,10 \cdot 0,5) \cdot 387,71 = 407,1 \text{ t}$$

#### $\beta$ / Composantes Verticales :

L'étude présente, concernant la sécurité au glissement, sera faite en minorant les effets verticaux (soit  $(1 - 0,2 \cdot \alpha)$  pour le caisson et  $(1 - 0,1 \cdot \alpha)$  pour les terres).

#### $\beta_1$ / "Caisson" :

$$(1 - 0,20\alpha) \cdot W = (1 - 0,2 \cdot 0,5) \cdot 795,6 = 716,04 \text{ t}$$



$\beta_2 /$  Terres: \*  $(1 - 0,10 \cdot \alpha) \cdot F_{ge} = (1 - 0,10 \cdot 0,5) \cdot 251,62 = 239,04 \text{ t}$   
 \*  $(1 - 0,10 \cdot \alpha) \cdot P_{te} = (1 - 0,10 \cdot 0,5) \cdot 1438,5 = 1366,6 \text{ t}$

8. / Tableau recapitulatif:

Nature	$\downarrow \vec{F}_v \text{ (t)}$	$\rightarrow \vec{F}_h \text{ (t)}$
Efforts Permanents	2321,7 <small>(716,04 + 239,04 + 1366,6)</small>	446,9 <small>(39,78 + 407,1)</small>
Cas de Charge n° 1	2503,2 <small>(2321,7 + 181,5)</small>	787 <small>(446,9 + 280,1 + 60)</small>
" " " n° 2	3780,4	787
" " " n° 3	3780,4	927

Nous devons alors faire la verification :  $\left\{ 1,5 \cdot \frac{F_h}{F_v} \right\} < \bar{f} = \tan \varphi = 0,649$   
 et ce pour les 3 cas de Charges separemment.

\* Cas de Charge n° 1:

$$\left\{ 1,5 \cdot \frac{F_{H1}}{F_{V1}} = 1,5 \cdot \frac{787}{2503,2} = 0,47 \right\} < \bar{f}$$

\* Cas de Charge n° 2:

$$\left\{ 1,5 \cdot \frac{F_{H2}}{F_{V2}} = 1,5 \cdot \frac{787}{3780,4} = 0,31 \right\} < \bar{f}$$

\* Cas de Charge n° 3:

$$\left\{ 1,5 \cdot \frac{F_{H3}}{F_{V3}} = 1,5 \cdot \frac{927}{3780,4} = 0,37 \right\} < \bar{f}$$

Tonc la Securité de la structure vis a vis du glissement est assurée.



# **C / SECURITE AU RENVERSEMENT**

A chacune des forces, il sera appliqué un coefficient approprié  
Conformément aux recommandations de l'article 3-4 en page  
117 des Regles Parasismiques 69.

Charge ou Surcharge	$\downarrow F_{vt}$	Coef	$\downarrow F'_{vt}$	$\rightarrow F_{ht}$	Coef	$\rightarrow F'_{ht}$	$X_{ou} Y_m$	$M_{tm}$	$M_{tm}$
fût	247,61	0,9	222,85	—	—	—	6,15	—	1370,53
raidisseur	6,66	0,9	5,99	—	—	—	0,90	—	5,39
talon extérieur	9,80	0,9	8,82	—	—	—	6,15	—	54,24
talon intérieur	6,16	0,9	5,54	—	—	—	6,15	—	34,07
dents	3,37	0,9	3,03	—	—	—	6,15	—	18,63
remblai intérieur	1267,5	0,95	1204,13	—	—	—	6,15	—	7405,46
Superstructure 1	390	0,9	351,00	—	—	—	4,90	—	1719,90
Superstructure 2	120	0,9	108,00	—	—	—	0,65	—	70,20
Superstructure 3	12	0,9	10,80	—	—	—	0,10	1,08	—
Remblai arrière à la Superstructure	171	0,95	162,45	—	—	—	10,03	—	1629,37
P.T. diagr 1	—	—	—	17,64	1,05	18,52	11,84	219,28	—
P.T. diagr 2	—	—	—	154,87	1,05	162,61	5,50	834,36	—
P.T. diagr 3	—	—	—	215,20	1,05	225,96	3,67	829,27	—
Comp Vert Engendrées	251,62	—	264,40	—	—	—	11,90	—	3146,36
$F_H$ sismique sur Caisson	795,60	0,05	—	—	—	39,78	13,50	537,03	—
Efforts Permanents	2485,70	—	2347,00	387,71	—	446,87	—	2481	15454
Surcharge sur Terre - plein	—	—	—	280,1	—	280,1	6,75	1890,7	—
	181,5	—	181,5	—	—	—	11,90	—	2159,85
Effort bollard	—	—	—	60	—	60	13,90	834	—
Efforts Cas Charge 1	2667,2	—	2528,50	727,81	—	786,97	—	5205,7	17613,85



suite...

Surcharge Uniforme	311,61	—	311,61	—	—	—	6,15	—	1916,40
grue	913,60	—	913,60	—	—	—	6,05	—	5527,28
Camions	52,00	—	52,00	—	—	—	1,15	—	59,80
Efforts Cas Charge n° 2	3944,40	—	3805,71	727,81	—	786,97	—	5205,7	25117,33
Effort d'Accostage	—	—	—	140	—	140	11,50	—	1610
Efforts Cas de Charge 3	3944,40	—	3805,71	867,81	—	926,97	—	5205,7	26727,33

Cas de charge n° 1 :

$$\left\{ \frac{M_{R_1}}{M_{S_1}} = \frac{5205,7}{17613,85} = 0,29 \right\} < 1,5$$

Cas de charge n° 2 :

$$\left\{ \frac{M_{S_2}}{M_{R_2}} = \frac{25117,33}{5205,7} = 4,82 \right\} > 1,5$$

Cas de Charge n° 3

$$\left\{ \frac{M_{S_3}}{M_{R_3}} = \frac{26727,33}{5205,7} = 5,13 \right\} > 1,5$$

Vu que tous les rapports  $\frac{M_S}{M_R}$  sont supérieurs à un certain Coef de sécurité de référence (à savoir  $1,5 = K_s$ ), on peut affirmer que la sécurité vis à vis du renversement est assurée pour la structure.

Conclusion: Les dimensions adoptées pour la structure assurent convenablement la résistance aux secousses sismiques de degré 7 considérées.



**efforts  
dans la colonne**



# EFFORTS DANS LA COLONNE DÛS AU REMPLISSAGE INTERIEUR

La colonne est un cylindre en béton armé rempli de tout-venant de carrière. Le poids du remplissage et des surcharges provoquent des pressions à l'intérieur de la colonne qui mettent les parois en tension circonférentielle. Les pressions intérieures aux différents niveaux seront calculées en tenant compte de l'effet de silo dû au frottement du matériau de remplissage sur les parois.

Soit  $\bar{w}$  la densité du matériau de remplissage,  $\phi$  son angle de frottement interne,  $p_0$  la pression verticale au niveau supérieur de référence. A une profondeur  $z$ , la pression verticale  $p_z$ , compte tenu de l'effet de silo a pour expression:

$$p_z = \frac{\bar{w}}{\mu} + (p_0 - \frac{\bar{w}}{\mu}) \cdot e^{-\mu \cdot z}$$

avec  $\mu = (i \cdot \tan \psi) \frac{1}{r}$

$i$ : composante horizontale du Coef de poussée /  $i = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$

$\phi$ : angle de frottement sur les parois du silo

Caquot donne pour valeur à  $\psi$ :  $\psi = 0,866 \cdot \phi$

$r$ : rayon moyen du cylindre =  $\frac{\text{Surface}}{\text{perimetre}} = \frac{\pi D^2/4}{\pi D} = \frac{D}{4}$

La pression ainsi obtenue à la base de la colonne est inférieure à la pression moyenne de Meyerhoff obtenue dans le calcul de stabilité en considérant la section d'appui totale béton et remplissage.

Pour tenir compte de ce fait, on considère un silo inversé à partir de la base d'appui sur laquelle s'exerce une pression  $p'_0$  déduite de la pression de Meyerhoff. Aux différentes hauteurs  $y$  au dessus de la base, la pression verticale  $p'_y$ , compte tenu de l'effet de silo aura pour expression:

$$p'_y = -\frac{\bar{w}}{\mu'} + (p'_0 + \frac{\bar{w}}{\mu'}) \cdot e^{-\mu' \cdot y}$$

avec  $\mu' = i \cdot \tan \psi$  et  $\psi = \phi$

Les courbes représentatives des pressions  $p_z$  et  $p'_y$  se coupent à un certain niveau au dessus duquel, on retient la valeur de  $p_z$  comme pression, la valeur  $p'_y$  étant retenue en dessous de ce niveau. La pression  $p'_0$  d'origine à la base est obtenue en rapportant sur la surface intérieure totale, la pression de Meyerhoff appliquée seulement à une portion de cette surface. La pression  $p'_y$  ainsi calculée est reconnue valable à partir du niveau où la pression



de base est effectivement répartie à l'ensemble du remplissage avec un angle de répartition de  $45^\circ$ . On joint ensuite linéairement la pression  $p_y$  ainsi calculée à la pression de Meyerhoff à la base.

Connaissant les pressions verticales dans le matériau de remplissage aux différents niveaux, on en déduit les pressions horizontales sur les parois

$$h_z = h \cdot p_z = i \cdot p_z \quad \text{dans la partie supérieure.}$$

$$h'_y = h' \cdot p'_y \quad \text{dans la partie inférieure.}$$

Ce coef n'étant jamais pris inférieur à  $i = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$  par mesure de sécurité tenant compte des conditions de remplissage.

Ces pressions ainsi calculées permettent de calculer les efforts de traction dans les cerces du cylindre qui auront pour expression

$$T = T' - T''$$

avec  $T' = h_z \cdot R$  ou  $h'_y \cdot R$   $R$ : rayon intérieur  
 et  $T'' = \bar{w}_1 \cdot z \cdot (R' - R)$   $R'$ : rayon extérieur

et  $\bar{w}_1$  étant la densité de l'eau, pour tenir compte de la différence de pression dans la paroi due à la pression hydrostatique à l'intérieur et à l'extérieur de la colonne par suite de l'épaisseur non négligeable de la paroi du cylindre.

## o 1. Pressions dues aux Charges Verticales descendantes:

A la profondeur  $z$ , la pression verticale est:

$$p_z = \frac{\bar{w}}{4} + \left(p_0 - \frac{\bar{w}}{4}\right) \cdot e^{-4 \cdot z}$$

Nota: Nous adopterons comme plan de référence, le plan de cote 0.00  $z_H$  correspondant au niveau de la mer.

### 1.a/ calcul de $p_0$ :

On considère le remblai et la surcharge au dessus du niveau 0.00  $z_H$ .

$$p_0 = (1,9 \times 2,5) + 3 = 7,75 \text{ t/m}^2$$



### 1.b/ calcul de $M$ :

$$i = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{33}{2}\right) = 0,295$$

$$\Psi = 0,866. \varphi = 0,866. 33 = 28,58^\circ$$

$$\operatorname{tg} \Psi = 0,545$$

$$f = \frac{R}{2} = \frac{5,35}{2} = 2,675 \text{ m}$$

$$M = \frac{i \cdot \operatorname{tg} \Psi}{f} = \frac{0,295 \cdot 0,545}{2,675} = 0,06$$

### 1.c/ Calcul des pressions verticales:

en dessous de la cote 0.00  $z_n$ ,  $\bar{\omega} = 1,2 \text{ t/m}^3$  et l'expression de la pression  $p_z$  devient par conséquent:

$$p_z = \frac{1,2}{0,06} + \left(7,75 - \frac{1,2}{0,06}\right) \cdot e^{-0,06 \cdot z}$$

$$p_z = 20 - 12,25 \cdot e^{-0,06 \cdot z}$$

### 1.d Expression des pressions horizontales:

$$\frac{h_z}{p_z} = i \Rightarrow h_z = i \cdot p_z = 0,295 \cdot p_z$$

Niveau	$z_m$	$0,06 \cdot z$	$e^{-0,06 \cdot z}$	$12,25 \cdot e^{-0,06 \cdot z}$	$p_z \text{ t/m}^2$	$h_z = i \cdot p_z \text{ t/m}^2$
0,00	0,00	0	1	12,25	7,75	2,286
-1,00	1,00	0,06	0,942	11,537	8,463	2,497
-2,00	2,00	0,12	0,887	10,865	9,135	2,695
-3,00	3,00	0,18	0,835	10,232	9,768	2,882
-4,00	4,00	0,24	0,787	9,636	10,364	3,057
-5,00	5,00	0,30	0,741	9,075	10,925	3,223
-6,00	6,00	0,36	0,698	8,547	11,453	3,379
-7,00	7,00	0,42	0,657	8,049	11,951	3,526



- 8,00	8,00	0,480	0,619	7,580	12,420	3,664
- 9,00	9,00	0,540	0,583	7,139	12,861	3,794
- 10,00	10,00	0,600	0,549	6,723	13,277	3,917
- 11,00	11,00	0,660	0,517	6,331	13,669	4,032

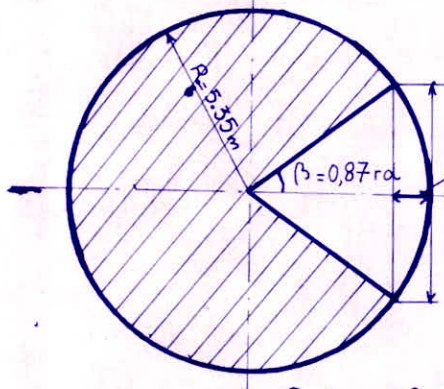
## 2. Pressions dues aux reactions verticales ascendantes:

A la hauteur  $y$  à partir de la cote -11,00 m (par rapport au repère précédemment défini), base d'appui de la colonne, on a:

$$p'_y = - \frac{\bar{w}}{\mu_1} + \left( p'_0 + \frac{\bar{w}}{\mu_1} \right) \cdot e^{-\mu_1 y}$$

### a / Calcul de $p'_0$ :

La contrainte moyenne maximale de Meyerhoff est de  $39,546 \text{ t/m}^2$ .



$$c = 2R \sin \beta = 2 \cdot 5,35 \cdot \sin 0,87 = 8,18 \text{ m}$$

$$b = \frac{c}{2} \cdot \tan \frac{\beta}{2} = 1,9 \text{ m}$$

$$S(\text{partie hachurée}) = \pi R^2 - 2R^2 \left( \frac{\beta}{2} - \frac{\sin 2\beta}{4} \right)$$

$$= \pi \cdot 5,35^2 - 2 \cdot 5,35^2 \cdot \left( \frac{0,87}{2} - \frac{\sin 2 \cdot 0,87}{4} \right)$$

$$S(\text{partie hachurée}) = 79,13 \text{ m}^2$$

$$S(\text{cercle}) = \pi \cdot R^2 = \pi \cdot 5,35^2 = 89,92 \text{ m}^2$$

d'où  $p'_0$  peut être évalué de la sorte :

$$p'_0 = \sigma \cdot \frac{S_{\text{hach}}}{S_{\text{cercle}}} = 39,546 \cdot \frac{79,13}{89,92} = 34,8 \text{ t/m}^2$$

### b / Calcul de $\mu'$ (avec $\Phi = \Psi$ ):

$$\mu' = i \cdot \frac{\tan \Psi}{f} = \frac{0,295 \cdot 0,649}{2,675} = 0,072$$

### c / Évaluation des pressions verticales:

$$p'_y = - \frac{1,2}{0,072} + \left( 34,8 + \frac{1,2}{0,072} \right) \cdot e^{-0,072 \cdot y}$$

$$p'_y = -16,667 + 51,47 \cdot e^{-0,072 y}$$



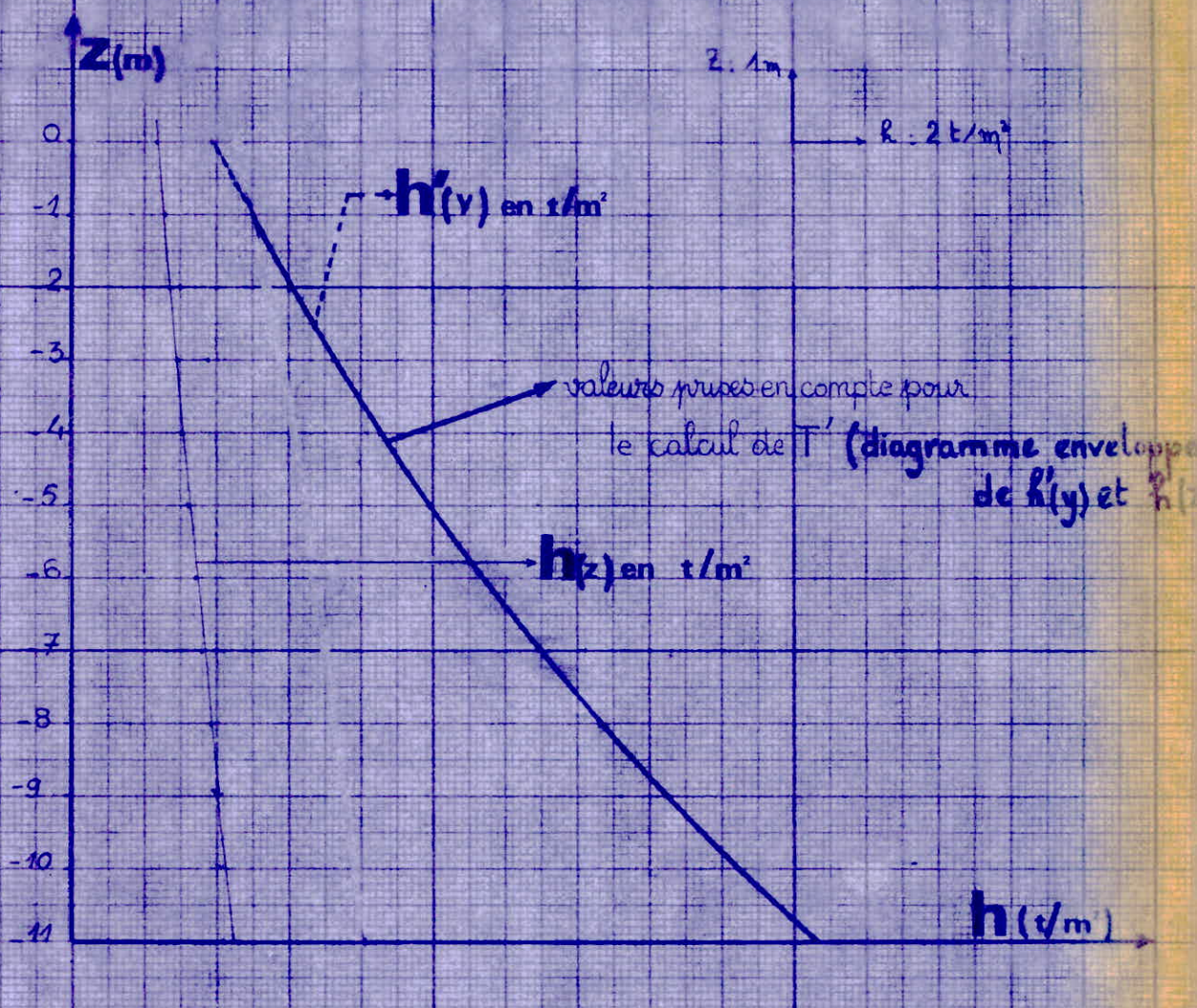
d/ Expression des pressions Horizontales  $h'_y$ :

$$\frac{h'_y}{p'_y} = i \cdot 2i \Rightarrow i \cdot p'_y = h'_y = 0,295 \times p'_y \times 2 = 0,59 \cdot p'_y$$

Niveau <sub>m</sub>	y	$0,072 \cdot y$	$e^{-0,072 \cdot y}$	$51,47 \cdot e^{-0,072 \cdot y}$	$p'_y$	$h'_y$
-11,00	0	0	1	51,47	34,803	20,534
-10,00	1	0,072	0,931	47,919	31,252	18,439
-9,00	2	0,144	0,866	44,573	27,906	16,465
-8,00	3	0,216	0,806	41,485	24,818	14,643
-7,00	4	0,288	0,750	38,603	21,936	12,942
-6,00	5	0,360	0,698	35,926	19,259	11,363
-5,00	6	0,432	0,649	33,404	16,737	9,875
-4,00	7	0,504	0,604	31,088	14,421	8,508
-3,00	8	0,576	0,562	28,926	12,259	7,233
-2,00	9	0,648	0,523	26,919	10,252	6,049
-1,00	10	0,720	0,487	25,066	8,399	4,955
0,00	11	0,792	0,453	23,316	6,649	3,923



## Diagramme des efforts



### 3. Efforts de Traction dans les cerces :

La valeur de cet effort de traction est donnée par la relation :

$$T = T' - T'' \quad \text{ou : } * T' = R_z \cdot R = 5,35 \cdot h_z$$

$$* \text{ et } T'' = \bar{\omega}_1 \cdot z \cdot (R_e - R_i) = 0,40 \cdot z$$

$$* \bar{\omega}_1 = 1$$

$$T' = 5,35 \cdot h_z$$

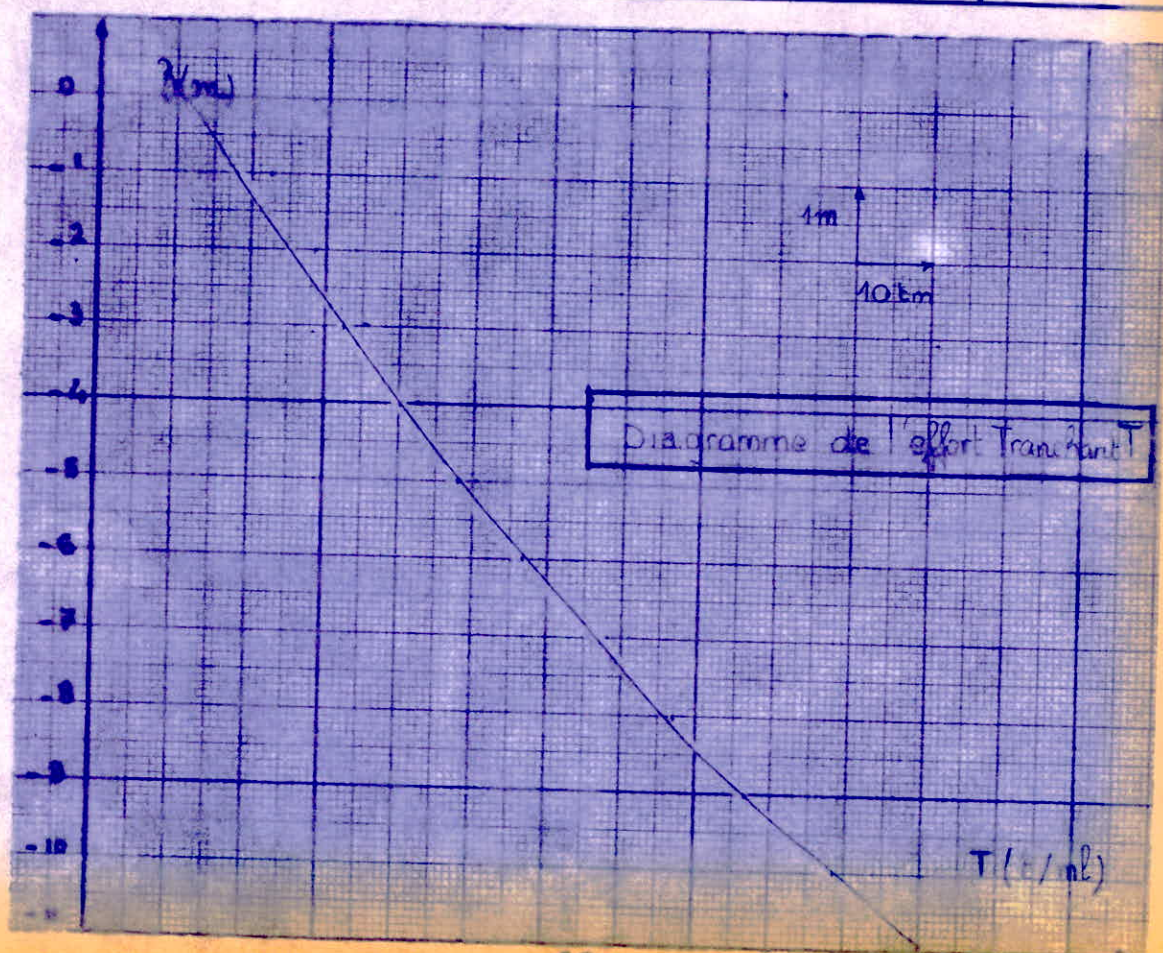
$$T'' = 0,40 \cdot z$$

$$T = 5,35 \cdot h_z - 0,40 \cdot z$$

A l'aide de ces formules ainsi établies, on peut dresser un tableau de valeur concernant l'effort  $T$ .



Niveau	$z$ (m)	$h(z)$ t/m <sup>2</sup>	$T'$ (t/m.l)	$T''$ (t/m.l)	$T$ (t/m.l)
-11,00	0,00	20,534	109,86	0,000	109,86
-10,00	1,00	18,439	98,65	0,400	98,25
-9,00	2,00	16,465	88,09	0,800	87,29
-8,00	3,00	14,643	78,34	1,200	77,14
-7,00	4,00	12,942	69,24	1,600	67,64
-6,00	5,00	11,363	60,79	2,000	58,79
-5,00	6,00	9,875	52,83	2,400	50,43
-4,00	7,00	8,508	45,52	2,800	42,72
-3,00	8,00	7,233	38,70	3,200	35,50
-2,00	9,00	6,049	32,36	3,600	28,76
-1,00	10,00	4,955	26,51	4,000	22,51
0,00	11,00	3,923	20,99	4,400	16,59





**armatures**  
**DES**  
**piles**



# ARMATURES DES PILES

## 1. Méthode de calcul :

Nous diviserons la pile en tranches de 1 m de hauteur, et nous admettrons que la pression qui s'exerce sur la hauteur de chaque tranche est constante et égale à la pression moyenne.

Considérons (fig 1; p ) la section droite d'un cylindre de hauteur unité et cherchons l'effort qui tend à séparer la partie (1), située au-dessus d'un diamètre AB, de la partie (2), située au-dessous de ce même diamètre.

Soit  $ds$  un élément du périmètre de la section droite; si  $p$  est la pression agissant de l'intérieur vers l'extérieur, la force s'exerçant sur cet élément est  $p \cdot ds$  et les composantes de cette force ont pour valeurs:

$$\begin{cases} \text{Suivant } oy : p \cdot ds \cdot \cos \alpha \\ \text{Suivant } ox : p \cdot ds \cdot \sin \alpha \end{cases}$$

Pour l'ensemble des éléments  $ds$ , nous aurons :

$$* \quad \sum p ds \cos \alpha = \bar{p} \sum dx = 2 \bar{p} R$$

$$** \quad \sum p ds \sin \alpha = 0 \text{ puisqu'à chaque élément } ds \text{ pour lequel on a } p ds \sin \alpha \text{ correspond un élément symétrique par rapport à } oy \text{ pour lequel on a } - p ds \sin \alpha.$$

Donc la force qui tend à séparer (1) de (2) est  $F_1 = 2pR = 2$

Cette force se décompose en 2 forces  $F = pR$  appliquées en A et B.



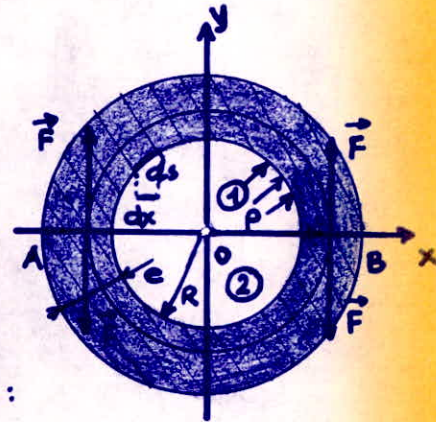
Certains silos ont été construits en admettant l'intervention du béton tendu (contrainte de 10 à 15 bars) d'où :

$$15 = \frac{T}{100 \cdot e + 15 \cdot A} \quad \text{où } \begin{cases} A: \text{section d'acier} \\ e: \text{épaisseur des parois} \end{cases}$$

Cependant, par mesure de sécurité, on néglige la résistance du béton tendu et chaque force  $F$  devra alors être équilibrée par des aciers disposés sous forme de cerces.

Si  $A$  est la section totale des cerces sur la hauteur considérée, on aura :

$$A = \frac{T}{\sigma_a}$$



Le diamètre des cerces et leur écartement sont, en général, conservés constant sur toute la hauteur de tranche étudiée. On s'efforce habituellement, afin de faciliter l'exécution, de conserver le même diamètre pour les cerces sur la plus grande hauteur possible, en faisant varier leur écartement; Il faut cependant que cet écartement ne devienne pas trop important.

Le ferrailage est complété par des armatures verticales servant d'armatures de répartition, dont la section par mètre linéaire de développement est comprise entre la moitié et le tiers de celle des cerces; leur écartement à la base est généralement de 10 à 12 cm et, dans ces



conditions, une barre sur deux pourra être arrêtée à mi-hauteur.

Nota: Pour validité de notre calcul, on supposera la déformation d'une tranche quelconque indépendante de celles des tranches situées au-dessus et au-dessous de celle-ci !

## 2. Calcul des armatures de la pile:

### 2.1 / verification de l'épaisseur de la pile au niveau de la semelle:

c'est à dire à la côte:  $-11,00 + 1,00 = -10,00 \text{ m}$

avec  $\tilde{T} = 104,06 \text{ t/m.l}$

L'épaisseur "e" doit vérifier la condition:

$$e \geq \left\{ \frac{p.R}{\sum \bar{\sigma}_b} \neq \frac{T}{\sum \bar{\sigma}_b} \right\}$$

Avec un béton dosé à  $375 \text{ kg/m}^3$  de ciment prise-mer, la contrainte de traction de référence est:  $\bar{\sigma}_b = 23,2 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{ainsi } e \geq \frac{104,06}{1.23,20 \cdot 10} = 0,44 \text{ m} \approx 0,40 \text{ m}$$

Cette valeur est largement acceptable, vu que

Teffectif est égal à:  $T_{\text{eff}} = k \cdot T_{\text{adopté}}$  avec  $k \approx \frac{2}{3}$ .

A cet effet, la valeur de  $e_{\text{max}}$  serait donc:

$$e_{\text{max}} \neq \left\{ \frac{2}{3} \cdot e = \frac{2}{3} \cdot 0,44 = 0,29 \text{ m} \right\}$$

La Condition est donc réalisée !



## 2.2 / Détermination des cerces:

\* Avec des  $\Phi 32$  HA:

$$\eta = 1,6 ; \ell = 10^6 ; \bar{\sigma}_b = 7 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot \ell \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 7}{32}} = 1420 \text{ bars}$$

\*\* Avec des  $\Phi 25$  HA:

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 7}{25}} = 1610 \text{ bars}$$

\*\*\* Avec des  $\Phi 20$  HA:

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 7}{20}} = 1800 \text{ bars}$$

\*\*\*\* Avec des  $\Phi 14$  HA:

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 7}{14}} = 2150 \text{ bars}$$

### Au niveau du talon

$$\tilde{T} = 104,06 \text{ t/m.l}$$

$$A \geq \left\{ \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{104060}{1420} = 73,28 \text{ cm}^2 \right\}$$

On adopte 10. HA 32 par mètre =  $80,4 \text{ cm}^2$

Tranche située entre -10,00 m et -9,00 m

$$\tilde{T} = 92,77 \text{ t/m.l}$$

$$A \geq \left\{ \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{92770}{1610} = 57,62 \text{ cm}^2 \right\}$$

on adopte 2 x 6. HA 25 / mètre =  $58,9 \text{ cm}^2$

Tranche entre -9,00 m et -8,00 m

$$\tilde{T} = 82,22 \text{ t/m.l}$$

$$A \geq \left\{ \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{82220}{1610} = 51,07 \text{ cm}^2 \right\}$$

on garde toujours la même section pour cette tranche,  
à savoir 2 x 6. HA 25 / m.l =  $58,9 \text{ cm}^2$



Tranche entre -8,00 m et -7,00 m :

$$\tilde{T} = 72,39 \text{ t/m.l}$$

$$A \geq \left\{ \frac{T}{\sigma_a} = \frac{72390}{1800} = 40,22 \text{ cm}^2 \right\}$$

On adopte  $2 \times 7 \text{ HA}20 / \text{m.l} = 43,96 \text{ cm}^2$

Tranche entre -7,00 m et -6,00 m :

$$\tilde{T} = 63,22 \text{ t/m.l}$$

$$A \geq \left\{ \frac{T}{\sigma_a} = \frac{63220}{1800} = 35,13 \text{ cm}^2 \right\}$$

On adopte  $2 \times 7 \text{ HA}20 / \text{m.l} = 43,96 \text{ cm}^2$

Tranches entre -6,00 m et -5,00 m et -5,00 m à -4,00 m :

Elles seront calculées avec l'effort tranchant moyen applicable à la tranche -6,00 m / -5,00 m.

$$\tilde{T} = 54,61 \text{ t/m.l}$$

$$A \geq \left\{ \frac{T}{\sigma_a} = \frac{54,61 \cdot 10^3}{1800} = 30,34 \text{ cm}^2 \right\}$$

On adopte  $2 \times 5 \text{ HA}20 / \text{m.l} = 31,4 \text{ cm}^2$

Tranches de -4,00 m à 0,00 m et par extrapolation

des résultats jusqu'à +0,50 m :

Elles seront calculées avec l'effort moyen déterminé pour la tranche -4,00 m à -3,00 m ; à savoir :

$$\tilde{T} = 39,11 \text{ t/m.l}$$

$$A \geq \left\{ \frac{T}{\sigma_a} = \frac{39110}{2150} = 18,19 \text{ cm}^2 \right\}$$

On adopte  $2 \times 6 \text{ HA}14 / \text{m.l} = 18,47 \text{ cm}^2$   
et l'on conservera ce ferrailage sur toute la hauteur de pile restante !



Pour le ferrailage vertical, on prend entre le  $\frac{1}{3}$  et  $\frac{1}{2}$  de la sections des cerces.

Au niveau du talon :

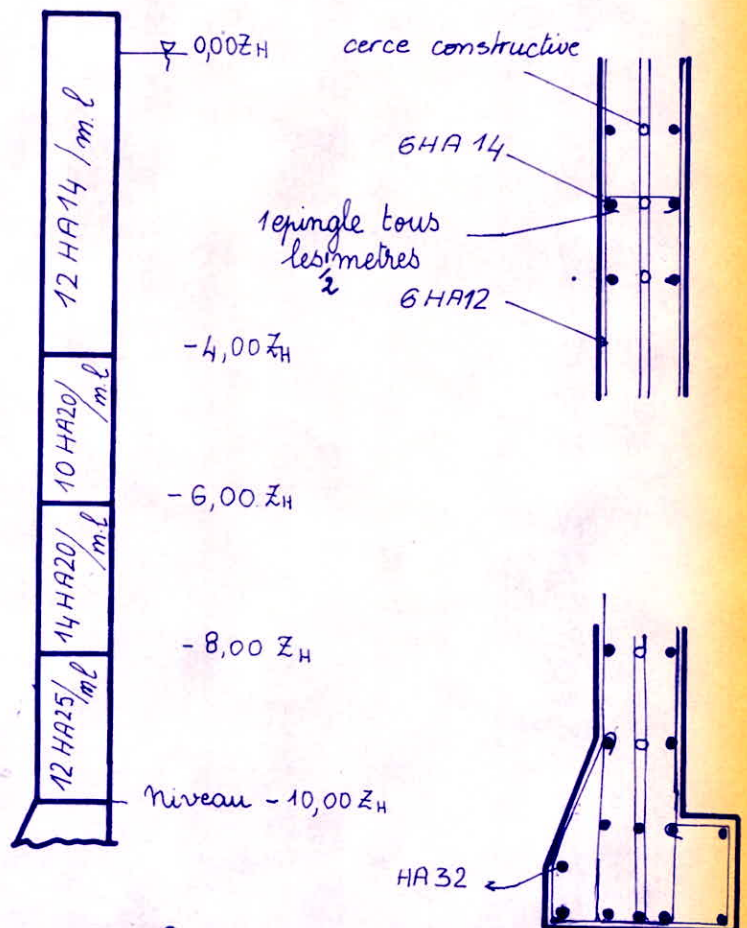
$$A_{VT} = 0,4 \cdot 80,4 = 32,16 \text{ cm}^2 / \text{m.l}$$

$$\text{On adopte } 4 \times 6 \text{ HA } 14 / \text{m.l} = 36,96 \text{ cm}^2 / \text{m.l}$$

En section courante :

$$A_{vc} = 0,4 \cdot 58,9 = 23,56 \text{ cm}^2 / \text{m.l}$$

$$\text{on adopte } 4 \times 6 \cdot \text{HA } 12 = 27,12 \text{ cm}^2 / \text{m.l}$$



Nota : on disposera tous les metres suivant la hauteur à partir de la cote - 10,00m une cerce constructive HA 10 pour permettre une bonne liaison de l'ensemble cerces / etriers



## VERIFICATIONS D'ARMATURES

Un calcul rigoureux de la pile nécessite quelques vérifications finales concernant les armatures de la pile, et ce, en 2 points ou sections plus particulièrement.

A savoir :

- A. \* Au niveau de la section "S<sub>1</sub>S<sub>1</sub>"

Elle concernera les armatures de repartition

- B. \* \* Vérification du talon extérieur

(sa non-dislocation par rapport à l'ensemble. Il sera calculé comme une console.

Vérification  
n° 1



Vérification n° 2

A<sup>1</sup> / Verif. au niveau de S<sub>1</sub>S<sub>1</sub>

fût	$p_1 = 13,95 \cdot [(10 \times 1,5) + (0,5 \cdot 2,5)] = 226,7 \text{ t.}$	$y_1 = 0$	$M_1 = 0$
raidisseur	$p_2 = 0,375 \cdot [(10 \times 1,5) + (0,5 \cdot 2,5)] = 6,09 \text{ t.}$	$y_2 = 5,25 \text{ m.}$	$M_2 = 31,97 \text{ t.m.}$
dents	$p_3 = 0,19 \cdot [(0,5 \times 2,5) + (10 \times 1,5)] = 3,085 \text{ t.}$	$y_3 = 0$	$M_3 = 0$
remblai intérieur	$p_4 = 1232,4 - [1,2 \cdot 89,90] = 4164,5 \text{ t.}$	$y_4 = 0$	$M_4 = 0$
Superstructure 1	$p_5 = 390 \text{ t.}$	$y_5 = 1,25 \text{ m.}$	$M_5 = 487,5 \text{ t.m.}$
Superstructure 2	$p_6 = 120 \text{ t.}$	$y_6 = 5,50 \text{ m.}$	$M_6 = 660 \text{ t.m.}$
Superstructure 3	$p_7 = 12 \text{ t.}$	$y_7 = 6,25 \text{ m.}$	$M_7 = 75 \text{ t.m.}$
Remblai Arrière Supst.	$p_8 = 171 \text{ t.}$	$y_8 = 3,88 \text{ m.}$	$M_8 = 663,48 \text{ t.m.}$
P.T diag 1	$R = 17,64 \text{ t.}$	$x = 10,84 \text{ m.}$	$M_9 = 191,22 \text{ t.m.}$
P.T diag 2'	$R = 140,8 \text{ t.}$	$x = 5,00 \text{ m.}$	$M_{10} = 704 \text{ t.m.}$
P.T diag 3'	$R = 177,85 \text{ t.}$	$x = 3,33 \text{ m.}$	$M_{11} = 592,24 \text{ t.m.}$
Comp. Vert Engendrée	$p = \Sigma h_i \cdot h_g \Phi = 218,25 \text{ t.}$	$y = 5,75 \text{ m.}$	$M_{12} = 1254,94 \text{ t.m.}$

Efforts permanents:  $p = 2311,63 \text{ t.}$      $R = 336,29 \text{ t.}$      $\left\{ \begin{array}{l} M_+ = 2741,93 \text{ t.m} \\ M_- = 1918,42 \text{ t.m} \end{array} \right.$

Surcharge sur terre-plein  $\left\{ \begin{array}{l} R = 7 \times 9,247 \times 12,5 \times 12 = 259,35 \text{ t.} \quad x = 6,25 \text{ m.} \quad M_+ = 1620,9 \text{ t.} \\ p = 7 \times 0,16 \times 12,5 \times 12 = 168 \text{ t.} \quad y = 5,75 \text{ m.} \quad M_- = 966 \text{ t.m} \end{array} \right.$

effort bollard.  $R = 60 \text{ t.}$      $x = 13,90 \text{ m.}$      $M_+ = 834 \text{ t.m}$

Cas de Charge n° 1:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort normal : } p = 2479,63 \text{ t} \quad ; R = 655,64 \text{ t} \\ \text{Moment stabilisant : } M_- = 2884,42 \text{ t.m} \\ \text{Moment renversant : } M_+ = 5196,83 \text{ t.m} \\ \Sigma M_i = +2312,41 \text{ t.m} \end{array} \right.$

Surcharge Uniforme grue camions	$p = 311,61 \text{ t}$	$y = 0 \text{ m}$	$M = 0$
	$p = 913,6 \text{ t}$	$y = 0,10 \text{ m}$	$M_+ = 91,4 \text{ t.m}$
	$p = 52 \text{ t}$	$y = 5 \text{ m}$	$M_+ = 260 \text{ t.m}$

Cas de Charge n° 2:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort Normal : } p = 3756,84 \text{ t} \quad ; R = 655,64 \text{ t} \\ \Sigma M_i = +2663,81 \text{ t.m} \end{array} \right.$



Cas de charge n°3 :

Effort d'accostage  $h = 140t \dots x = 11,50m \dots M_- = 1610 t.m$

$$\begin{aligned} \text{Effort normal} &= 3756,84t & ; h &= 515,64t \\ \Sigma M_i &= +1053,81t.m \end{aligned}$$

A<sup>2</sup> / Verification du ferraillage vertical :

Cette verification sera etablie sous l'effort le plus defavorable, à savoir :  $h = 655,64t$

Il faudrait donc verifier la relation  $A \geq \frac{h}{\sigma_a}$  dans la section la plus defavorable : donc en "S<sub>1</sub>-S<sub>1</sub>".

$$A \geq \left\{ \frac{h}{\sigma_a} = \frac{655,64 \cdot 10^3}{2320} = 28,26 \text{ cm}^2 \right\}$$

B. Verification de la "console" talon exterieur :

La contrainte agissant en flexion composée est donnée par :

$$\sigma_{1,3} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{W}$$

Cependant, il existe une ambiguïté quant à la surface  $\Omega$  à prendre en compte lors du calcul des contraintes  $\sigma_{1,3}$ .

La realite se situe entre 2 domaines :

$\alpha$  / Surface d'appui en Beton armé + Remblai.

$\beta$  / " " " " " Seule. (couronne).

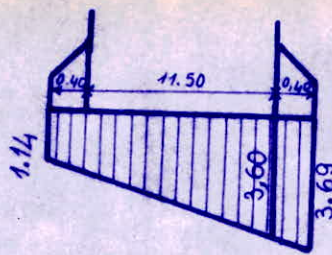
==== Cas  $\eta^\circ \alpha$  =====

$$\begin{aligned} I &= 1116 \text{ m}^4 \text{ (calculé en } p) & \text{et } W &= I / (D/2) = 181,46 \text{ m}^3 \\ \Omega &= S_0 = 114 \text{ m}^2 \text{ (calculé en } p) \end{aligned}$$

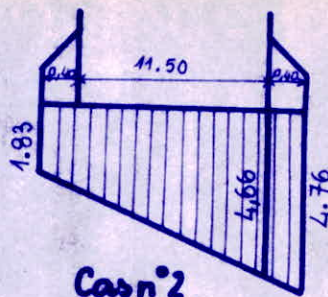
Cas de Charge	M t.m	N t	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>
Cas n° 1	2312,41	2479,63	1,14	3,69
Cas n° 2	2663,81	3756,84	1,83	4,76
Cas n° 3	1053,81	3756,84	2,71	3,87

Ayant déterminé les contraintes maximale et minimale, on se propose alors de tracer le diagramme des contraintes agissant à la base de la pile. Cette operation permet l'évaluation des efforts agissant sur la section d'encastrement "S<sub>2</sub>-S<sub>2</sub>".

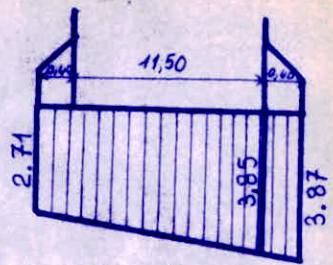




Cas n°1



Cas n°2



Cas n°3

Le cas le plus défavorable sera donc le cas n°2 qui pourra se réduire au schéma simplifié suivant:



diagramme uniforme de valeur moyenne:  $\bar{\sigma} = 4,71$

$$(*) \begin{cases} M_{S_2-S_2} = R \cdot \frac{t}{2} & : \text{moment de flexion} \\ T = R_{S_2-S_2} & : \text{Effort tranchant} \end{cases}$$

Note: Calcul effectif pour une tranche de 1m de largeur  
On obtient alors les valeurs de T et M explicitées par (\*).

$$T = S \cdot \bar{\sigma} = 1 \times 0,40 \times 4,71 \cdot 10^1 = 18,84 \text{ t}$$

$$M = T \cdot \frac{t}{2} = 18,84 \cdot 0,20 = 3,768 \text{ t.m}$$

Les vérifications imposées pour cette section "S<sub>2</sub>-S<sub>2</sub>" sont :

$$v_1 / A_1 \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$$

$$v_2 / A_2 \geq \frac{M}{0,94 h \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\odot \text{ donc } v_2 / : \left\{ \frac{M}{0,94 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 2,828 \text{ cm}^2 \approx 2,83 \text{ cm}^2 \right\} < A_2$$

$$\text{or } A_2 = 4 \cdot HA 14 = 6,16 \text{ cm}^2 \text{ donc } v_2 \text{ est assurée}$$

⊙ la vérification pour v<sub>1</sub> est inutile vu que la section de béton reprend aisément cet effort.

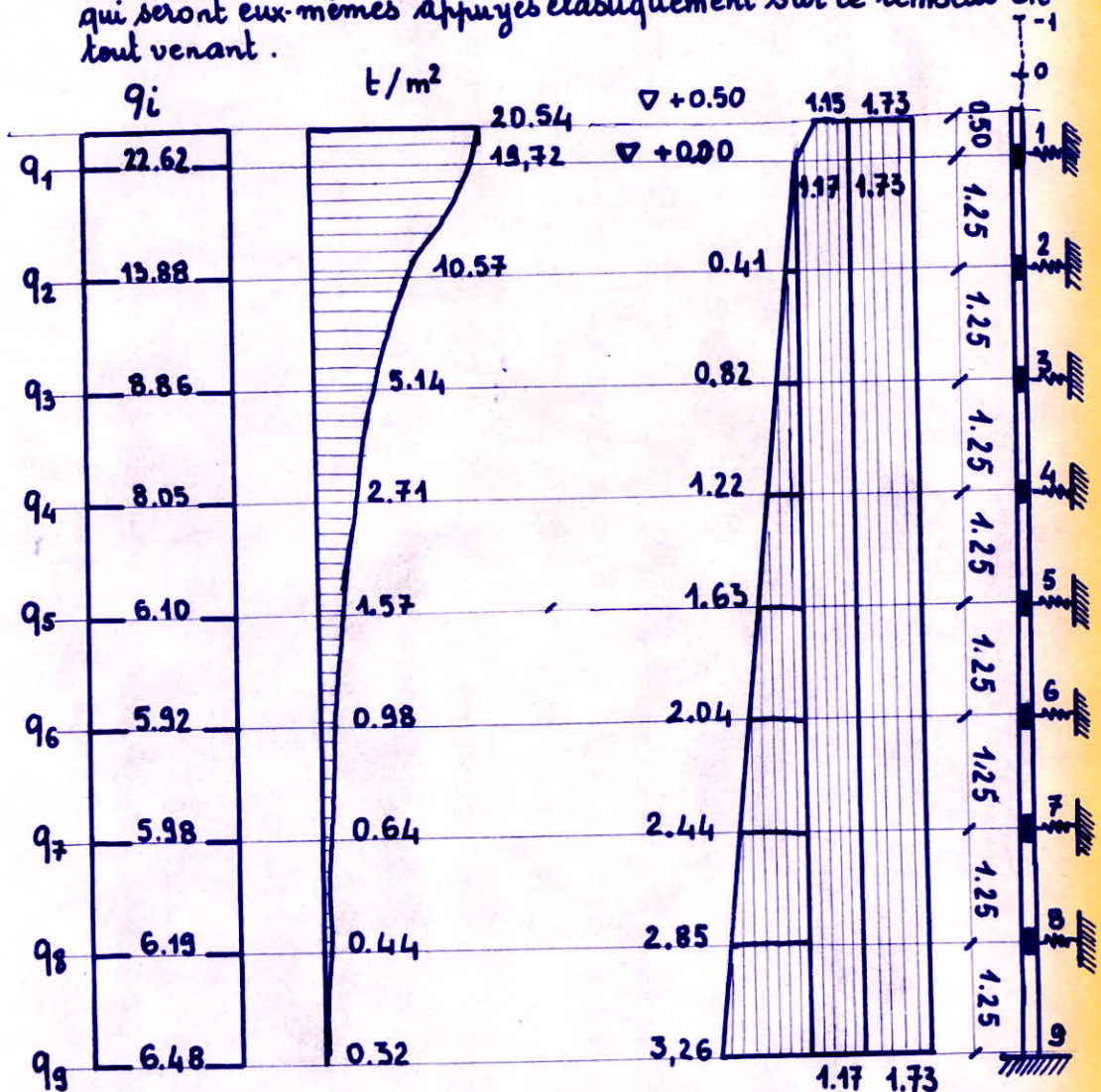
$$F_{\text{béton}} = B \cdot \bar{\sigma}_b = 100 \times 100 \times 23,2 = 232 \text{ t} \gg 18,84 \text{ t.}$$



## Vérification des aciers de repartition (longitudinaux)

On se placera dans le cas le plus défavorable lors de cette vérification. Pour ce, on tiendra compte de l'action simultanée des forces précédemment énoncées et de la poussée horizontale introduite par la présence du portique.

Principe: Le schéma de calcul adopté sera une console encastree (talon massif relativement au reste de la structure). Cette console sera considérée comme appuyée sur plusieurs arcs, qui seront eux-mêmes appuyés élastiquement sur le remblai en tout venant.



L'équation d'une poutre reposant sur des appuis élastiques est régie par:  $EI w''' = q - K \cdot w$

où  $K$ : coef de réponse élastique fonction de la qualité des arcs et de la qualité du remblai.

$w$ : déplacement radial de la console (ici  $w$  est horizontal)

Vu que  $q$  varie numériquement et non selon une loi géométrique, nous avons donc une impossibilité de résolution par une méthode mathématique. Aussi, nous nous sommes orientés



vers une résolution par la méthode des dérivées finies.

$$W^{IV} = \frac{6.W_i - 4(W_{i-1} + W_{i+1}) + W_{i-2} + W_{i+2}}{\Delta h^4}$$

Conditions aux limites:

\* Extrémité supérieure libre:  $(Q)_1 = 0$  et  $(M)_1 = 0$

$$\Rightarrow (W''')_1 = 0 = \frac{W_{i+2} - 2.W_{i+1} + 2.W_{i-1} - W_{i-2}}{\Delta h^3}$$

$$(W'')_1 = 0 = \frac{W_{i-1} - 2.W_i + W_{i+1}}{\Delta h^2}$$

\*\* Section d'encastrement (section 9):

$$W_9 = 0$$

$$(W')_9 = 0 \quad (\text{rotation nulle})$$

La résolution d'une équation différentielle est ramenée à la résolution d'un système d'équations algébriques.

$$\begin{cases} W_3 - 2W_2 + 2W_0 - W_{-1} = 0 \\ W_0 - 2W_1 + W_2 = 0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow W_0 = 2W_1 - W_2$$

$$W_3 - 2W_2 + 4W_1 - 2W_2 - W_{-1} = 0$$

$$\Rightarrow W_{-1} = W_3 - 4W_2 + 4W_1$$

$$(1) \quad \frac{E \cdot J}{\Delta h^4} (6W_1 - 4W_0 - 4W_2 + W_{-1} + W_3) = q_1 - K W_1$$

$$6W_1 - 8W_1 + 4W_2 - 4W_2 + W_3 - 4W_2 + 4W_1 + W_3 = \frac{q_1 \Delta h^4}{EI} - K \frac{\Delta h^4}{EI} W_1$$

$$\Rightarrow W_1 \left( 2 + K \frac{\Delta h^4}{EI} \right) - 4W_2 + 2W_3 = \frac{\Delta h^4}{EI} q_1$$

$$(2) \quad 6W_2 - 4W_1 - 4W_3 + W_0 + W_4 = q_2 \frac{\Delta h^4}{EI} - K \frac{\Delta h^4}{EI} W_2$$

$$\Rightarrow -2W_1 + W_2 \left( 5 + K \frac{\Delta h^4}{EI} \right) - 4W_3 + W_4 = \frac{\Delta h^4}{EI} q_2$$

$$(3) \quad 6W_3 - 4W_2 - 4W_4 + W_1 + W_5 = \frac{\Delta h^4}{EI} q_3 - K \frac{\Delta h^4}{EI} W_3$$

$$W_1 - 4W_2 + W_3 \left( 6 + K \frac{\Delta h^4}{EI} \right) - 4W_4 + W_5 = \frac{\Delta h^4}{EI} q_3$$

$$\text{On pose } A = \frac{\Delta h^4}{EI} \quad \text{et } B = K \frac{\Delta h^4}{EI}$$

On obtient de la même manière les équations restantes, à savoir :

$$(4) \quad \begin{aligned} 6W_4 - 4W_3 - 4W_5 + W_2 + W_6 &= A q_4 - B W_4 \\ W_2 - 4W_3 + W_4 (6+B) - 4W_5 + W_6 &= A q_4 \end{aligned}$$



$$(5) \quad 6W_5 - 4W_4 - 4W_6 + W_3 + W_7 = Aq_5 - BW_5$$

$$W_3 - 4W_4 + W_5(6+B) - 4W_6 + W_7 = Aq_5$$

$$(6) \quad 6W_6 - 4W_5 - 4W_7 + W_4 + W_8 = Aq_6 - BW_6$$

$$W_4 - 4W_5 + W_6(6+B) - 4W_7 + W_8 = Aq_6$$

$$(7) \quad W_5 - 4W_6 + W_7(6+B) - 4W_8 + W_9 = Aq_7$$

$$(8) \quad W_6 - 4W_7 + W_8(6+B) = Aq_8$$

$$\bullet \quad E = 3 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\bullet \quad J = \frac{1 \cdot (0,4)^3}{12} = 5,3 \cdot 10^{-3}$$

$$\bullet \quad K = \frac{1}{V} \quad \text{où } V \text{ est le déplacement des arcs appuyés sur le remblai élastique sous une charge unitaire uniformément répartie}$$

Nota: Les équations pour une poutre courbe (circulaire) sont:

$$M = -\frac{EI}{r^2} (V'' + V) - \frac{NI}{r \cdot F}$$

$$M'' + M = -q_0 r^2 - N_0 \cdot r$$

$$\text{et } u' = V + \frac{N \cdot r}{E \cdot F}$$

où  $M, N, Q$  sont les sollicitations

$N_0$ : constante d'intégration

$V$  et  $u$ : déplacement radial et tangentiel

$I$  et  $F$ : Moment d'inertie et surface de la section.

$q_0$ : charge sur l'axe de la poutre courbe

les dérivées sont fonctions de l'angle  $\varphi$

$$M = -\frac{EIF}{(r^2 F + I)} \cdot (V'' + V) - \frac{rI}{r^2 F + I} \cdot N_0$$

$$M'' = -\frac{EIF}{r^2 F + I} \cdot (V'''' + V'')$$

On obtient alors:

$$V'''' + 2V'' + V = q_0 A_1 + N_0 A_2$$

avec:

$$A_1 = \frac{12r^4 + r^2 t^2}{E t^3} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{r^3}{EI} \quad ; t = 0,40 \text{ m}$$

Dans notre cas, la poutre courbe repose sur un remblai en tout venant qui reprend une partie des charges et diminuera par conséquence le déplacement  $V$

$$\text{donc } q_0 = q - K \cdot V$$

$$\text{et finalement } \bullet \quad V'''' + 2V'' + V(1 + K A_1) = q A_1 + N_0 A_2$$

$$\bullet \quad u' = A_3 \cdot V'' + A_4 \cdot V + A_5 \cdot N_0$$

$$\text{où } A_3 = \frac{t^3}{12r^2 + t^2} \quad ; \quad A_4 = \frac{12r^2}{12r^2 + t^2} \quad ; \quad A_5 = \frac{r}{E \cdot t}$$



La constante d'intégration  $N_0$  peut être calculée ayant en vue que pour le point S de la poutre courbe sur un axe de symétrie, on peut écrire  $u' = 0$

$$\text{Alors } N_0 = \frac{A_3}{A_5} (V')_S - \frac{A_4}{A_5} \cdot V_S$$

Avec  $K_1 = c \frac{t^2}{r^2}$ , on peut écrire :  
(remblai)

$$V(A_0 + K_1 \cdot A_1) = q \cdot A_1$$

$$A_0 = 1 + 12 \cdot \frac{r^2}{t^2}$$

$$\text{et finalement : } V = \frac{q \cdot r^2}{E \cdot t + r^2 \cdot K_1}$$

### Application numérique:

$$t = d = 0,40 \text{ m}$$

$$r = 5,55 \text{ m}$$

$$q = 1$$

$$E = 3 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$K_1 (\text{coef de réponse élastique du remblai en tout venant}) = 10^3 \text{ t/m}$$

$$V = \frac{5,55^2}{3 \cdot 10^6 \cdot 0,4 + 5,55^2 \cdot 10^3} = 2,5 \cdot 10^{-5}$$

$$\Rightarrow K = \frac{1}{V} = 4 \cdot 10^4$$

$$A = \frac{\Delta h^4}{EI} = \frac{1,25^4}{3 \cdot 10^6 \cdot 5,3 \cdot 10^{-3}} = 1,53 \cdot 10^{-4}$$

$$B = \frac{K \cdot \Delta h^4}{EI} = 6,12$$

Les équations deviennent donc :

- 1.  $8,12 W_1 - 4 W_2 + 2 W_3 = 34,61 \cdot 10^{-4}$
- 2.  $- 2 \cdot W_1 + 11,12 \cdot W_2 - 4 W_3 + W_4 = 21,24 \cdot 10^{-4}$
- 3.  $W_1 - 4 W_2 + 12,12 W_3 - 4 W_4 + W_5 = 13,56 \cdot 10^{-4}$
- 4.  $W_2 - 4 W_3 + 12,12 \cdot W_4 - 4 W_5 + W_6 = 12,32 \cdot 10^{-4}$
- 5.  $W_3 - 4 W_4 + 12,12 W_5 - 4 W_6 + W_7 = 9,33 \cdot 10^{-4}$
- 6.  $W_4 - 4 W_5 + 12,12 W_6 - 4 W_7 + W_8 = 9,06 \cdot 10^{-4}$
- 7.  $W_5 - 4 W_6 + 12,12 \cdot W_7 - 4 W_8 = 9,15 \cdot 10^{-4}$
- 8.  $W_6 - 4 W_7 + 12,12 \cdot W_8 = 9,47 \cdot 10^{-4}$

Ce problème consiste donc en la résolution d'une matrice du type (voir page suivante) :



arc	$W_1$	$W_2$	$W_3$	$W_4$	$W_5$	$W_6$	$W_7$	$W_8$	$10^{-4}$ A.qi
1	8,12	-4	2						34,61
2	-2	11,12	-4	1					21,24
3	1	-4	12,12	-4	1				13,56
4		1	-4	12,12	-4	1			12,32
5			1	-4	12,12	-4	1		9,33
6				1	-4	12,12	-4	1	9,06
7					1	-4	12,12	-4	9,15
8						1	-4	12,12	9,47

Du la simplicité relative de cette matrice, elle sera résolue par GAUSS.

i	$a_{i1}$	$a_{i2}$	$a_{i3}$	$a_{i4}$	$a_{i5}$	$a_{i6}$	$a_{i7}$	$a_{i8}$	$10^{-4}$ A.i9	$\Sigma B_{i10}$
1	8,12	-4	2						34,61	40,73
2	-2	11,12	-4	1					21,24	27,36
3	1	-4	12,12	-4	1				13,56	19,68
4		1	-4	12,12	-4	1			12,32	18,44
5			1	-4	12,12	-4	1		9,33	16,45
6				1	-4	12,12	-4	1	9,06	15,18
7					1	-4	12,12	-4	9,15	14,27
8						1	-4	12,12	9,47	18,59
	1	0,49	0,25						4,26	5,02
2		10,24	-3,50	1					29,76	37,40
3		-3,51	11,87	-4	1				9,30	14,66
4		1	-4	12,12	-4	1			12,32	18,44
5			1	-4	12,12	-4	1		9,33	15,45
6				1	-4	12,12	-4	1	9,06	15,18
7					1	-4	12,12	-4	9,15	14,27
8						1	-4	12,12	9,47	18,59
		1	-0,35	0,10					2,94	3,69
3			10,64	-3,65	1				19,62	27,61
4			-3,65	12,02	-4	1			9,38	14,75
5			1	-4	12,12	-4	1		9,33	15,45
6				1	-4	12,12	-4		9,06	15,18
7					1	-4	12,12	-4	9,15	14,27
8						1	-4	12,12	9,47	18,59
			1	-0,34	0,10				1,84	2,59



4				10,77	-3,64	-1			16,09	24,21
5				-3,66	12,02	-4	1		7,49	12,86
6				1	-4	12,12	-4	1	9,06	15,18
7					1	-4	12,12	-4	9,15	14,27
8						1	-4	12,12	9,47	18,59
				1	-0,34	0,09			1,49	2,25
5				10,77	+3,66	-1			1,07	21,09
6				-3,66	12,03	-4	1			12,93
7				1	-4	12,12	-4	1	9,15	14,27
8						1	-4	12,12	9,47	18,59
				1	-0,34	0,09			1,20	1,96
6						10,77	-3,66	1	11,97	20,10
7						-3,66	12,03	-4	7,95	12,31
8						1	-4	12,12	9,47	18,59
						1	-0,34	0,09	1,11	1,86
7							10,77	-3,67	12,01	19,12
8							-3,66	12,03	8,36	16,73
							1	-0,34	1,11	1,77
8								10,77	12,42	23,21

On en deduit alors:

$$W_8 = \frac{12,42 \cdot 10^{-4}}{10,79} = 1,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$W_7 = 1,11 \cdot 10^{-4} + 0,34 \cdot 1,15 \cdot 10^{-4} = 1,50 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$W_6 = 1,11 + 0,34 \cdot 1,5 - 0,09 \cdot 1,15 = 1,52 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$W_5 = 1,20 + 0,34 \cdot 1,52 - 0,09 \cdot 1,5 = 1,58 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$W_4 = 1,49 + 0,34 \cdot 1,58 - 0,69 \cdot 1,52 = 1,89 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$W_3 = 1,84 + 0,34 \cdot 1,89 - 0,10 \cdot 1,58 = 2,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$W_2 = 2,94 + 0,35 \cdot 2,32 - 0,10 \cdot 1,89 = 3,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

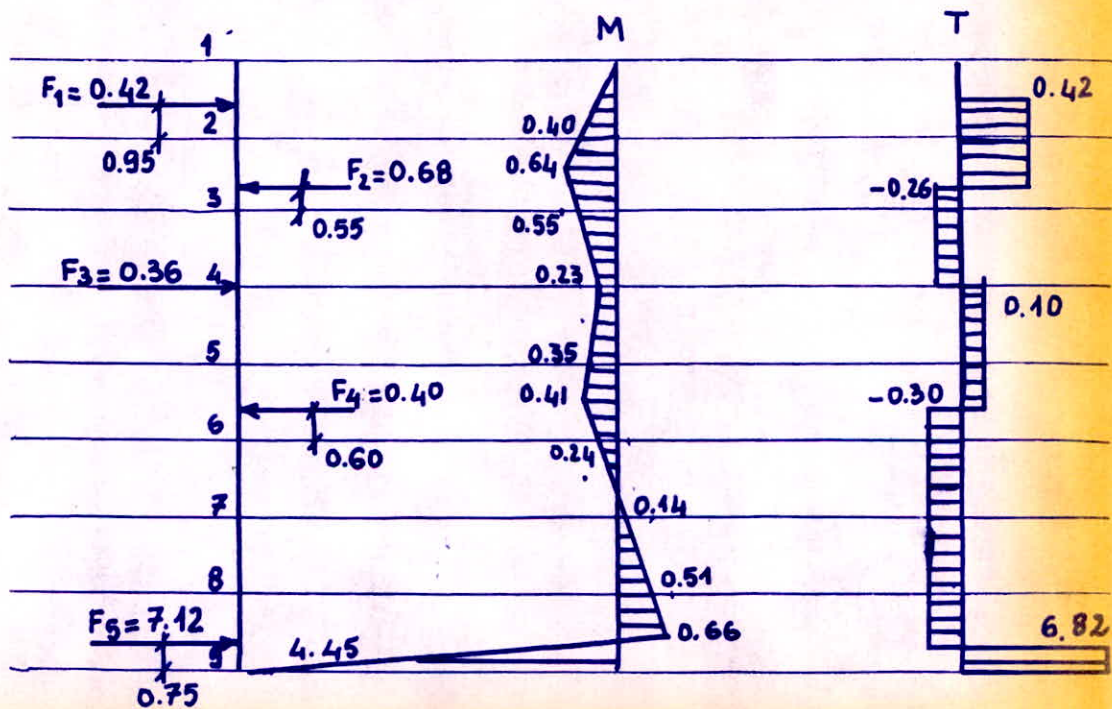
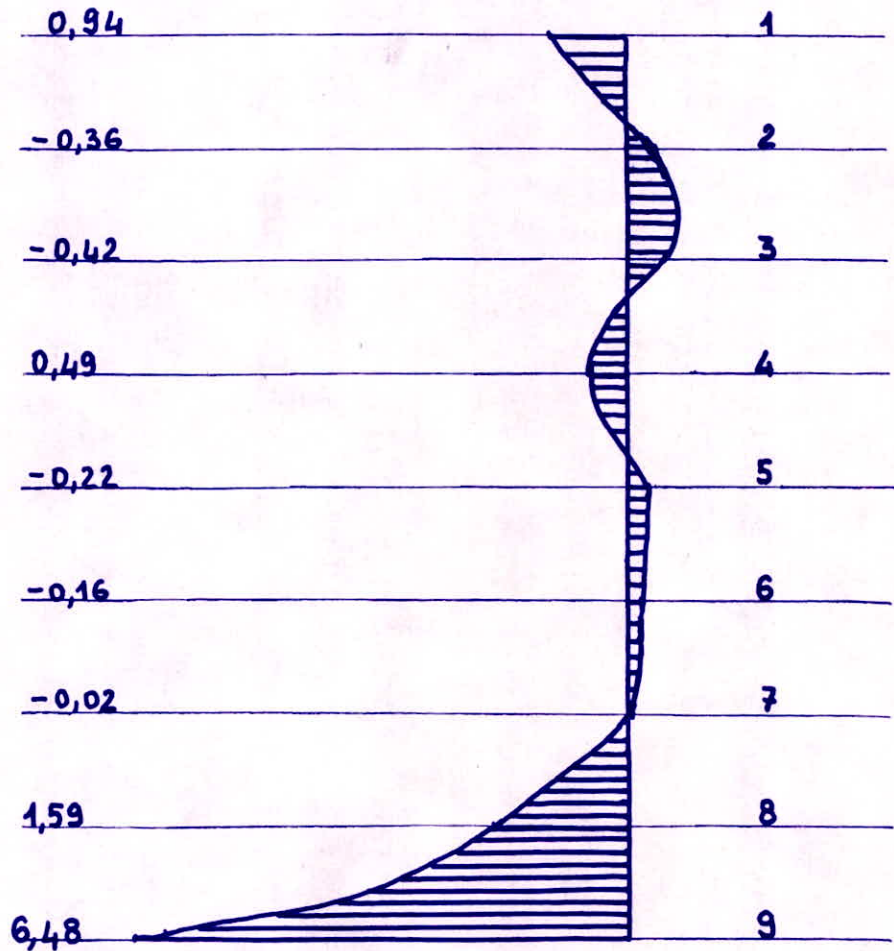
$$W_1 = 4,26 + 0,49 \cdot 3,56 - 0,25 \cdot 2,32 = 5,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Avec  $k = 4 \cdot 10^4$ , on obtient le tableau suivant:  $t/m, \ell$

N°	$W_i \cdot 10^{-4}$	$q_i$	$K \cdot W_i = P_{arc}$	$q - K W_i = P_c$
1	5,42	22,62	24,68	0,94
2	3,56	13,88	14,24	-0,36
3	2,32	8,86	9,28	-0,42
4	1,89	8,05	7,56	0,49
5	1,58	6,10	6,32	-0,22
6	1,52	5,92	6,08	-0,16
7	1,50	5,98	6,00	-0,02
8	1,15	6,19	4,60	1,59
9	0	6,48	0	6,48



# Diagramme de $P_c$ (t/m.l)





	$M_i$ (t.m)	$T_i$ [t]
1	0	0
2	0.40	0.42
3	0.55	0.26
4	0.23	0.10
5	0.35	0.10
6	0.24	0.30
7	- 0.14	0.30
8	- 0.51	0.30
9	4.45	6.82



# **calcul superstructure**



# coefficient de majoration dynamique

Les sollicitations, permettant le calcul des différentes armatures, seront déterminées sous l'effet des combinaisons types de la forme :  $S = (G) + (P)$

avec : (G) : sollicitations introduites par le poids propre

(P) : sollicitations introduites par les surcharges en majorant les surcharges par un coefficient pondérateur dynamique.  $\delta$ .

$$\text{Avec : } \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Lorsque  $S$  augmente, on remarque que  $\delta$  augmente aussi.

On se placera dans le cas le plus défavorable lors de l'évaluation de ce coefficient pondérateur, en considérant la surcharge maximale appelée à être disposée sur le quai, en l'occurrence la surcharge grue.

## Application Numérique

$$G = 2,5 \times 1 \times 1 \times 24,20 = 60,5 \text{ t}$$

$$S = 548 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times 24,2)} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{60,5}{548}} \approx 1,4$$

$$\delta = 1,40$$

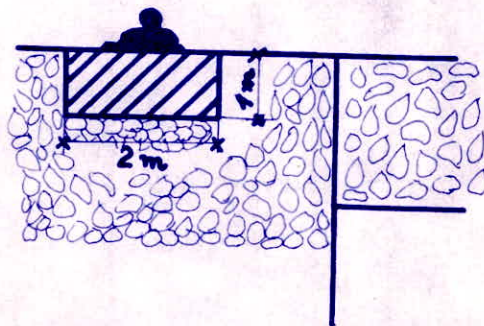


A.

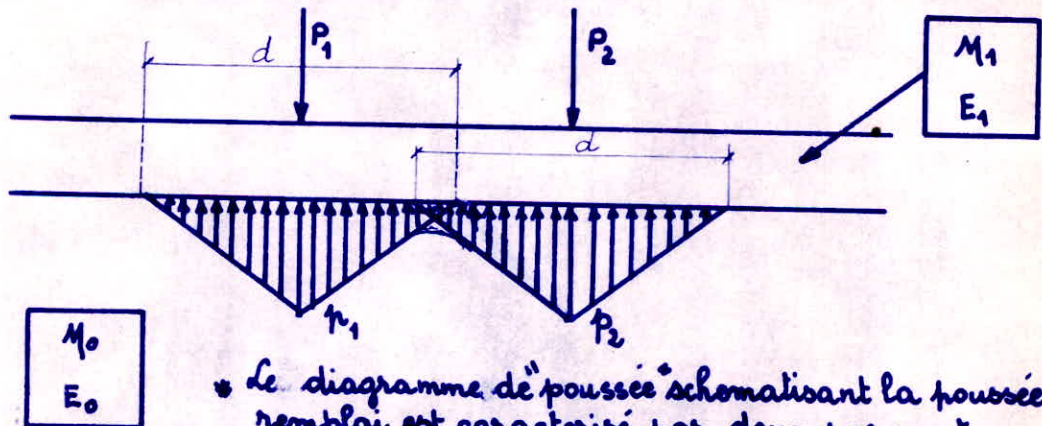
# calcul de la poutre sur remblai

Cette poutre est placée sur le remblai situé en arrière de la colonne. Elle aura les caractéristiques suivantes: largeur  $b = 2\text{ m}$  et hauteur  $h = 1\text{ m}$ .

Cette poutre supportant le portique grue par l'intermédiaire des rails qui y sont fixés, est appuyée sur un remblai qui correspond à un appui élastique. Cette disposition est explicitée sur le schéma suivant:



Nous étudions une poutre relativement longue; Nous pouvons donc utiliser des résultats applicables aux poutres infiniment longues, à savoir dans le cas de déformations bidimensionnelles:



\* Le diagramme de "poussée" schématisant la poussée du remblai est caractérisé par deux paramètres à savoir  $d$ , et  $p_i$  qui sont donnés par les formules suivantes:

$$d = 6,5 \cdot \sqrt[3]{\frac{(1 - M_0^2)}{(1 - M_1^2)} \cdot \frac{E_1 \cdot J}{E_0 \cdot b}}$$



au droit d'une charge concentrée  $P_i$ ,  $p_i$  est donné comme suit :

$$p_i = 0,31 \cdot P_i \cdot \sqrt[3]{\frac{(1 - \mu_1)^2}{(1 - \mu_0)^2} \cdot \frac{E_0 \cdot b}{E_1 \cdot J}}$$

où :  $\mu_0$  et  $\mu_1$  désignent respectivement les coefficients de Poisson pour le remblai et le béton.

-  $J$  : moment d'inertie de la section de béton.

\*  $b$  : largeur de la poutre

\*  $h$  : hauteur de la poutre

Le moment maximal au droit d'une charge  $P_i$  est donné par la relation suivante :

$$M_{\max} = 0,49 \cdot P_i \cdot \sqrt[3]{\frac{(1 - \mu_0^2)}{(1 - \mu_1^2)} \cdot \frac{E_1 \cdot J}{E_0 \cdot b}}$$

### Application numérique :

Coeff de Poisson pour le remblai :  $\mu_0 = 0,1$

" " " " le béton utilisé :  $\mu_1 = 0,2$

$$E_0 = 10^6 \text{ T/m}^2$$

$$P_1 = 332 \text{ t}$$

$$E_1 = 3 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$$

$$P_2 = 33,6 \text{ t}$$

Le moment d'inertie de la section de béton sera :

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{2 \cdot 1^3}{12} = \frac{1}{6} \text{ m}^4$$

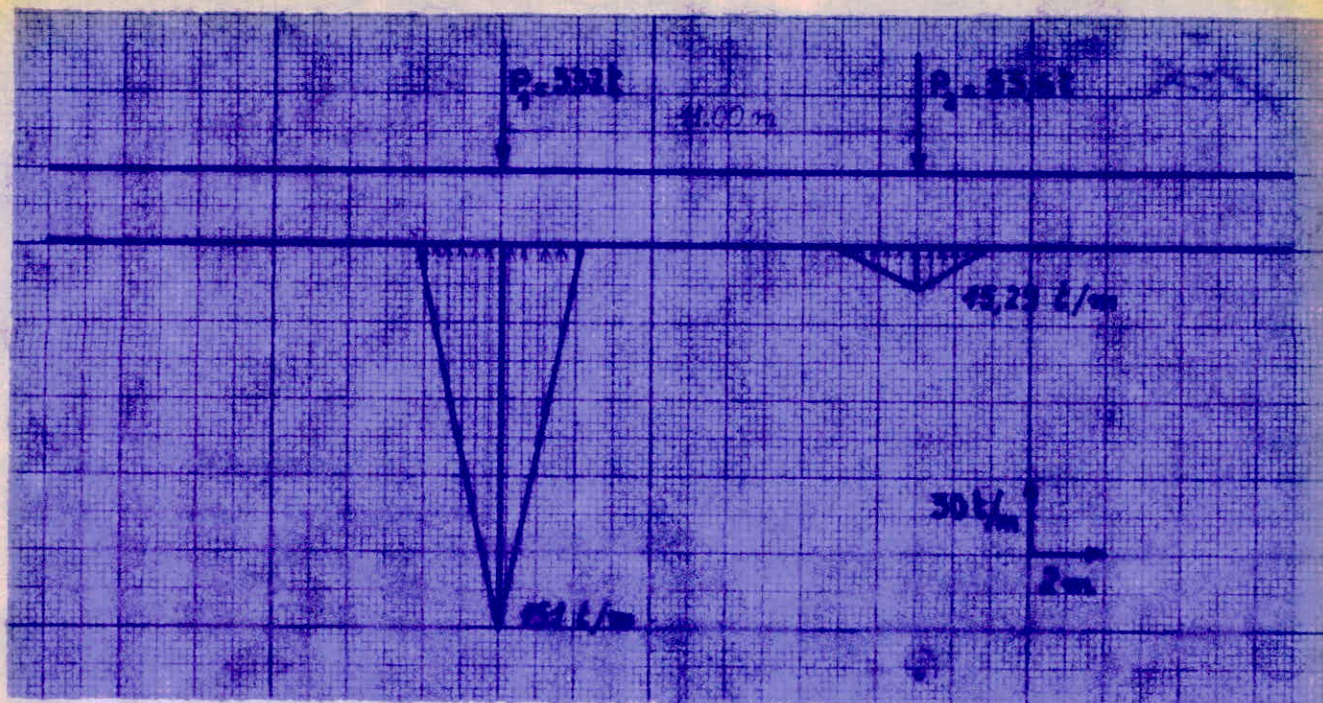
Le moment maximum sera nécessaire pour le calcul des armatures inférieures.

$$d = 6,5 \sqrt[3]{\frac{(1 - 0,1^2)}{(1 - 0,2^2)} \cdot \frac{3 \cdot 10^6 \cdot 1}{10^6 \cdot 2 \cdot 6}} = 4,14 \text{ m}$$

$$p_1 = 0,31 \cdot 332 \sqrt[3]{\frac{(1 - 0,2)^2}{(1 - 0,1)^2} \cdot \frac{10^6 \cdot 2 \cdot 6}{3 \cdot 10^6 \cdot 1}} = 151 \text{ t/m}$$

$$p_2 = 0,31 \cdot 33,6 \sqrt[3]{\frac{(1 - 0,2)^2}{(1 - 0,1)^2} \cdot \frac{10^6 \cdot 2 \cdot 6}{10^6 \cdot 3 \cdot 1}} = 15,29 \text{ t/m}$$





Le moment maximum est obtenu au droit de la charge  $P_1$ ; il est évalué à :

$$M_{\max} = 0,49 \cdot 332 \cdot \sqrt[3]{\frac{1 - 0,1^2}{1 - 0,2^2} \cdot \frac{3 \cdot 10^6 \cdot 1}{10^6 \cdot 2 \cdot 6}} = 103,54 \text{ t.m}$$

## FERAILLAGE

### Armatures d'effort tranchant:

a) Vérification de la contrainte tangentielle:

$$\bar{\tau}_b = 29,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 95 = 83,2 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } \tau_{\max} = \frac{332 \times 1,2 \times 1,4}{200 \times 83,20} = 33,50 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_{\max}$  est légèrement supérieur à  $\bar{\tau}_b$ ; cet excès est dû à la sécurité abusive introduite. On paliera, en partie, à cet effet grâce aux armatures transversales.

b) Calcul des armatures transversales (cadres et étriers):

de calcul est spécifiée dans les C.C.BA 68 p 37

La contrainte de traction admissible des armatures transversales est donnée par  $\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \sigma_{en}$  avec  $f_a = 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b}$

$$\left\{ f_a = 1 - \frac{29,8}{9 \cdot 7 \times 1,02} = 0,54 \right\} < \frac{2}{3} \quad \text{coef pris lorsqu'une reprise de bétonnage existe}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 4100 \times 1,02 \times 0,54 = 2260 \text{ Kg/cm}^2$$



Nous aurions pu évaluer les écartements grâce à la règle de caquot. Cependant, vu que cette poutre est destinée à supporter des efforts dynamiques, on adoptera (en commun accord avec la SONATRAM) des écartements identiques de 8 cm.

On devra vérifier la formule  $\frac{T}{3} \cdot A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \geq T$

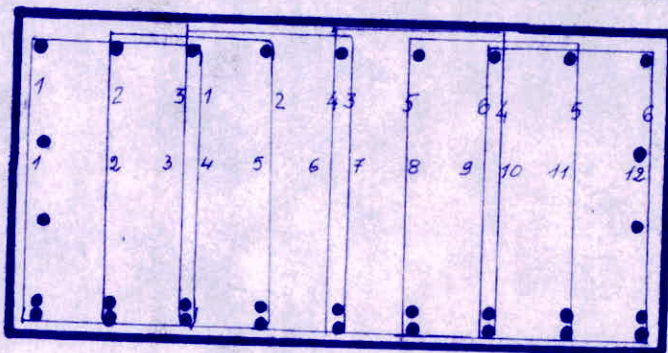
$$\Rightarrow A_t \geq \left\{ \frac{T \cdot t}{3 \cdot \bar{\sigma}_{at}} = 23,73 \text{ cm}^2 \right\}$$

Le calcul de  $\bar{t} = h \cdot (1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b})$  donne une valeur faible pour

cet écartement maximum. Ce qui voudrait dire que notre écartement de 8 cm est acceptable.

On adopte donc 12 HA16 = 24,12 cm<sup>2</sup>

Pour faciliter d'exécution, on adoptera la disposition suivante:





## Calcul des armatures

Les barres utilisées auront un diamètre  $\phi \geq 25 \text{ mm}$  donc  $\bar{\sigma}_a = 2600 \text{ bars}$ .  
 Approximativement, le bras de levier  $z$  est pris égal à  $\frac{7}{8}h$  pour une poutre  
 avec  $h = 100 - 10 = 90 \text{ cm}$  ( $h$ : hauteur utile)

Le moment maximum obtenu étant  $M_{\max} = 103,54 \text{ t.m}$ , il sera majoré  
 par  $\delta = 1,4$  (coefficient de majoration dynamique) et le coefficient  $1,20$   
 prescrit par les C.C.B.A. 68, la valeur prise en considération  
 pour la détermination des armatures de la poutre sera:

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times 1,20$$

$$M = M_{\max p} = 103,54 \times 1,4 \times 1,20 = 173,9472 \text{ t.m}$$

La section d'armature sera:  $A = M / (z \cdot \bar{\sigma}_a) = 173,9472 \times 10^5 / (\frac{7}{8} \times 90 \times 2600)$

$$A = 84,76 \text{ cm}^2 : \quad \underline{\underline{18T25 \longrightarrow 88,362 \text{ cm}^2}}$$

$\alpha$  \* Vérification à la fissuration:

- $\phi = 25 \text{ mm}$
- $\eta = 1,6$  : aciers H.A.
- $k = 10^6$  : fissuration préjudiciable
- $\bar{\sigma}_b = 7 \text{ bars}$

$$\tilde{\omega}_f = A / B_f = 88,362 / (10 \times 200) = 0,044181$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{25} \cdot \frac{0,044181}{1 + 0,44181} = 1961 \text{ bars.}$$

$$\bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(1961, 1606) = \sigma_1 = 1961 \text{ bars.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3}\bar{\sigma}_{en}, \bar{\sigma}_f\right) = \min(1961, 2600) = \bar{\sigma}_f = 1961 \text{ bars}$$

Les calculs devront être refaits avec  $\bar{\sigma}_a = 1961 \text{ bars}$  pour éviter la  
 fissuration dangereuse.

\*  $\bar{\sigma}_a = 1961 \text{ bars}$ :  $A = 173,9472 \times 10^5 / (\frac{7}{8} \times 90 \times 1961 \times 1,02) = 110,43 \text{ cm}^2$

$$\underline{\underline{23T25 \longrightarrow 112,907 \text{ cm}^2}}$$

$$\tilde{\omega}_f = 112,907 / 2000 = 0,05645 \Rightarrow \sigma_1 = 10^6 \times \frac{1,6}{25} \times \frac{0,05645}{1 + 0,5645}$$

$$\sigma_1 = 2309,32 \text{ bars.}$$

$$\bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(2309,32 ; 1606) = \sigma_1 = 2309,32 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3}\bar{\sigma}_{en}, \bar{\sigma}_f\right) = \min(2600 ; 2309,32) = \bar{\sigma}_f = 2309,32 \text{ bars.}$$



La vérification à la fissuration n'étant toujours pas vérifiée, les itérations sont faites jusqu'à obtenir le même nombre de bars après 2 itérations successives.

\*  $\bar{\sigma}_a = 2309,32$  bars:

$$A = 173,9472 \times 10^5 / \left( \frac{7}{8} \times 90 \times 2309,32 \times 1,02 \right) = 93,77 \text{ cm}^2$$

$$\underline{20725 \longrightarrow 98,18 \text{ cm}^2}$$

$$\tilde{\omega}_f = 98,18 / 2000 = 0,04909$$

$$\sigma_1 = 10^6 \times \frac{1,6}{25} \times \frac{0,04909}{1+0,4909} = 2107,29 \text{ bars.}$$

$$\cdot \bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(2107,29 ; 1606) = \sigma_1 = 2107,29 \text{ bars}$$

$$\cdot \bar{\sigma}_a = \min(2600 ; 2107,29) = 2107,29 \text{ bars: la nouvelle itération sera faite avec cette contrainte}$$

\*  $\bar{\sigma}_a = 2107,29$  bars:

$$A = 173,9472 \times 10^5 / \left( \frac{7}{8} \times 90 \times 1,02 \times 2107,29 \right) = 102,76 \text{ cm}^2$$

$$\underline{21725 \longrightarrow 103,089 \text{ cm}^2}$$

$$\tilde{\omega}_f = 103,089 / 2000 = 0,05154$$

$$\cdot \sigma_1 = 10^6 \times \frac{1,6}{25} \times \frac{0,05154}{1+0,5154} = 2176,81 \text{ bars.}$$

$$\cdot \bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(2176,81 ; 1606) = \sigma_1 = 2176,81 \text{ bars}$$

$$\cdot \bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3} \sigma_{en} ; \bar{\sigma}_f\right) = \min(2600 ; 2176,81) = 2176,81 \text{ bars}$$

cette valeur servira pour la nouvelle itération

\*  $\bar{\sigma}_a = 2176,81$  bars:

$$A = 173,9472 \times 10^5 / \left( \frac{7}{8} \times 90 \times 1,02 \times 2176,81 \right) = 99,48 \text{ cm}^2$$

$$\underline{21725 \longrightarrow 103,089 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 2176,8 \text{ bars}$$



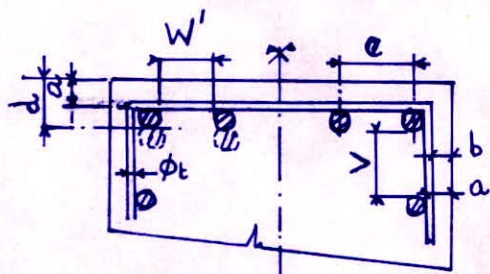
### \* β - Répartition des armatures :

La section d'armatures déterminée étant :  $21T25 \rightarrow 103,09 \text{ cm}^2$ , et vu que nous adoptons la même section sur toute la longueur de la poutre, soit  $24,20 \text{ m}$ , nous ajouterons donc 3 barres ( $3T25$ ) pour assurer le rôle de l'ouvroir-joints (les barres n'atteignent guère  $24,2 \text{ m}$  de long). Nous procéderons à des jonctions bout-à-bout pour éviter les moments parasites.

Nous supposons qu'au droit des sections concernées, seules 2 barres seront "arrêtées" simultanément. Les barres arrêtées devront être symétriques par rapport à l'axe central vertical pour éviter les effets parasites dus à des arrêts dissymétriques.

La section d'aciers à répartir sur la largeur (de  $2,00 \text{ m}$ ) de la poutre considérée sera donc constituée par  $24T25$  (dont  $22T25$  sont effectives aux sections d'arrêt de barres).

β-1: Conditions d'enrobage: Les prescriptions des CCB 68 sont les suivantes



- les armatures seront disposées en 2 nappes superposées.

$$* W' \geq (\phi, \frac{8}{5} D) \text{ pour les granulats concassés}$$

$W'$ : distance entre 2 barres horizontales

$D = 25 \text{ mm}$  pour les granulats employés

$\phi = 25 \text{ mm}$ : diamètre des barres longitudinales

$$W' \geq (25, \frac{8}{5} \cdot 25) \Rightarrow W' \geq (25; 40)$$

$$W' \geq 40 \text{ mm}$$

\*  $a = b + \phi_t$ : distance entre le parement externe de la barre longitudinale jusqu'à l'arête la plus proche

$a \geq \begin{cases} \phi : 25 \text{ mm} & \text{pour la plus grosse barre} \\ 4 \text{ cm} & \text{ouvrages à la mer} \end{cases}$

$\phi_t = (20 \div 12) \text{ mm}$ : diamètre des barres transversales - les

$b = 4 \text{ cm}$ : ouvrages à la mer

$$\{b + \phi_t = 4 + 2 = 6\} > 4 \text{ cm}$$

\*  $a \geq 6 \text{ cm}$ : serait une condition à satisfaire

\*  $V \geq (\phi, \frac{D}{2})$ :  $V$ : distance verticale entre 2 nappes

$$V \geq (2,5; \frac{2,5}{2}) \Rightarrow V \geq 2,5 \text{ cm}$$

\*  $e \geq (W' + \phi)$ :  $e$ : distance entre axes des barres

$$e \geq (4 + 2,5) \text{ cm} \Rightarrow e \geq 6,5 \text{ cm}$$



• p-2 / Calcul de l'espacement  $e$  entre axes des barres longitudinales.

- Le Centre de gravité des armatures longitudinales est situé à la distance  $d = 10 \text{ cm}$  à partir du parement supérieur de la section

$$d = a + \phi = 10 \text{ cm} \Rightarrow a = d - \phi = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}.$$

$(a = 7,5 \text{ cm}) > (6,5 \text{ cm})$ : l'enrobage est conforme aux prescriptions

- Ayant deux nappes superposées nous aurons donc à résoudre l'équation :

$$11e + 2t = 200 \text{ cm}$$

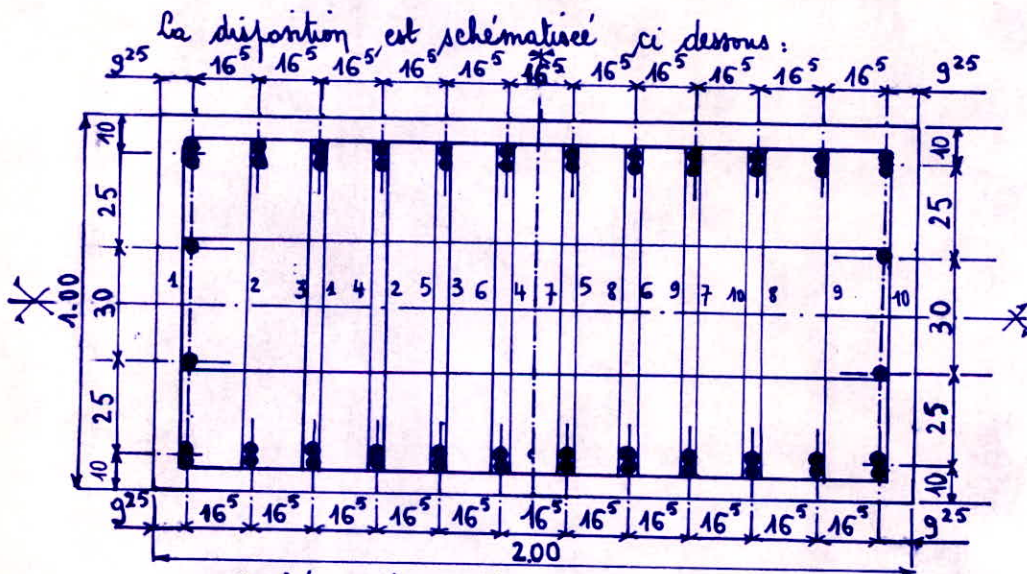
$t$ : espacement entre l'axe des barres extrêmes jusqu'à l'arête la plus proche.  
 $t \geq \left(a + \frac{\phi}{2}\right)$

$$t \geq \left(6 + \frac{2,5}{2}\right) \Rightarrow t \geq 7,25 \text{ cm}$$

Adoptons alors  $t = 9,25 \text{ cm}$

Cet espacement permet le ferraillage du fermetteur, il sera donc adopté

$$e = 16,5 \text{ cm}$$



Pour rigidité de l'ensemble et par sécurité nous adopterons :

- \* une section d'armatures inférieures de mêmes caractéristiques que les armatures supérieures

- \* des armatures longitudinales de répartition (et construction) :

2 T25 de chaque côté espacés de 30 cm entre elles, donc 4 T25  $\rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

- \* des laches



## B. calcul superstructure

Le calcul de la superstructure s'avère très délicat. Cette difficulté naît de la complexité du contour d'appui d'une part, et d'autre part de la nature des appuis (les uns étant élastiques à savoir le remblai de la colonne, et les autres rigides à savoir la colonne elle-même).

La poutre de couronnement devra être préfabriquée en respectant la restriction concernant l'effort de manutention qui ne devra en aucun cas être supérieur à 80t.

On disposera des aciers d'attente qui permettront de couler le reste de la superstructure pour réaliser un ensemble monolithique.

Pour faciliter le calcul de la superstructure, on opérera différemment pour le calcul d'une tranche supportant directement le "portique-grue", et d'une tranche quelconque de la dalle autre que cette première.

1. Les surcharges à prendre en compte pour la première tranche citée ci-dessous seront :
  - surcharge uniforme de 3t/m.l
  - surcharge "portique-grue"
2. Pour la deuxième, on admettra :
  - surcharge uniforme de 3t/m.l
  - surcharges camions

Cette façon d'opérer dans les calculs est amplement justifiée par les efforts très élevés nés du portique.

### 1..tranche sous ( - surcharge uniforme de 3t/m.l - surcharges camions )

Le schéma statique adopté pour le calcul de cette poutre sera relativement simple, à savoir un ensemble pris entre 2 joints qui travaillera indifféremment des autres parties.  
On aura donc le schéma statique suivant :





## LIGNES D'INFLUENCE moments

### I. Generalités:

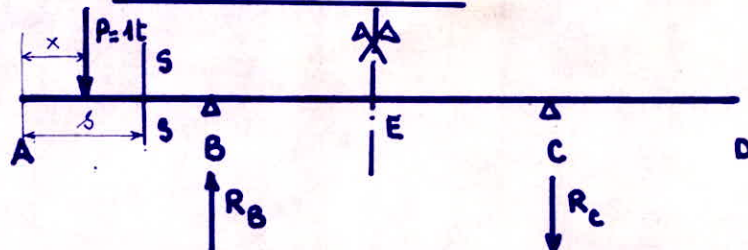
Les lignes d'influence seront dressées pour chaque section (en considérant une force unitaire à la distance  $x$  de A). Il suffit alors de connaître la valeur du moment en une section "S", située à une distance  $s$  de A pour une position donnée de la force.

Remarque: La structure étant symétrique par rapport à E (à la section médiane de la poutre), nous remarquerons les particularités suivantes:

- \* symétrie par rapport à E du diagramme des moments flechissants
- \* \* la poutre étant divisée en 20 sections (2 sections voisines sont équidistantes de 1,21 m), nous étudierons les lignes d'influence pour chacune des 10 sections situées à gauche de E, puis nous compléterons par symétrie.

### II $0 < s < 6,05 \text{ m}$ : (La section S est comprise entre A et B)

#### II.1 / 1<sup>er</sup> Cas : $0 < x < s$

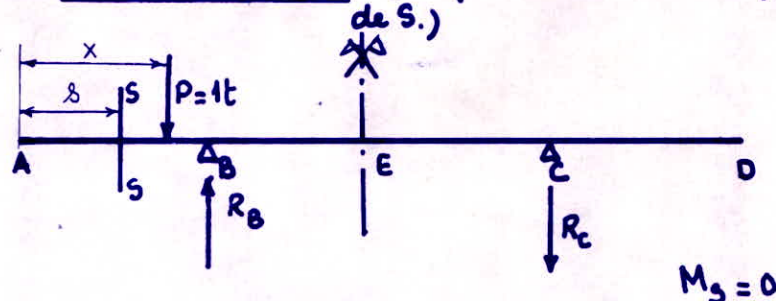


$$M_s = -1 \cdot (\delta - x) = x - \delta \quad \text{équation d'une droite en fonction de } x \text{ entre A et S}$$

\* en A  $x = 0 \Rightarrow M_{sA} = -\delta \quad (\text{t.m})$

\* en S  $x = \delta \Rightarrow M_s = 0$

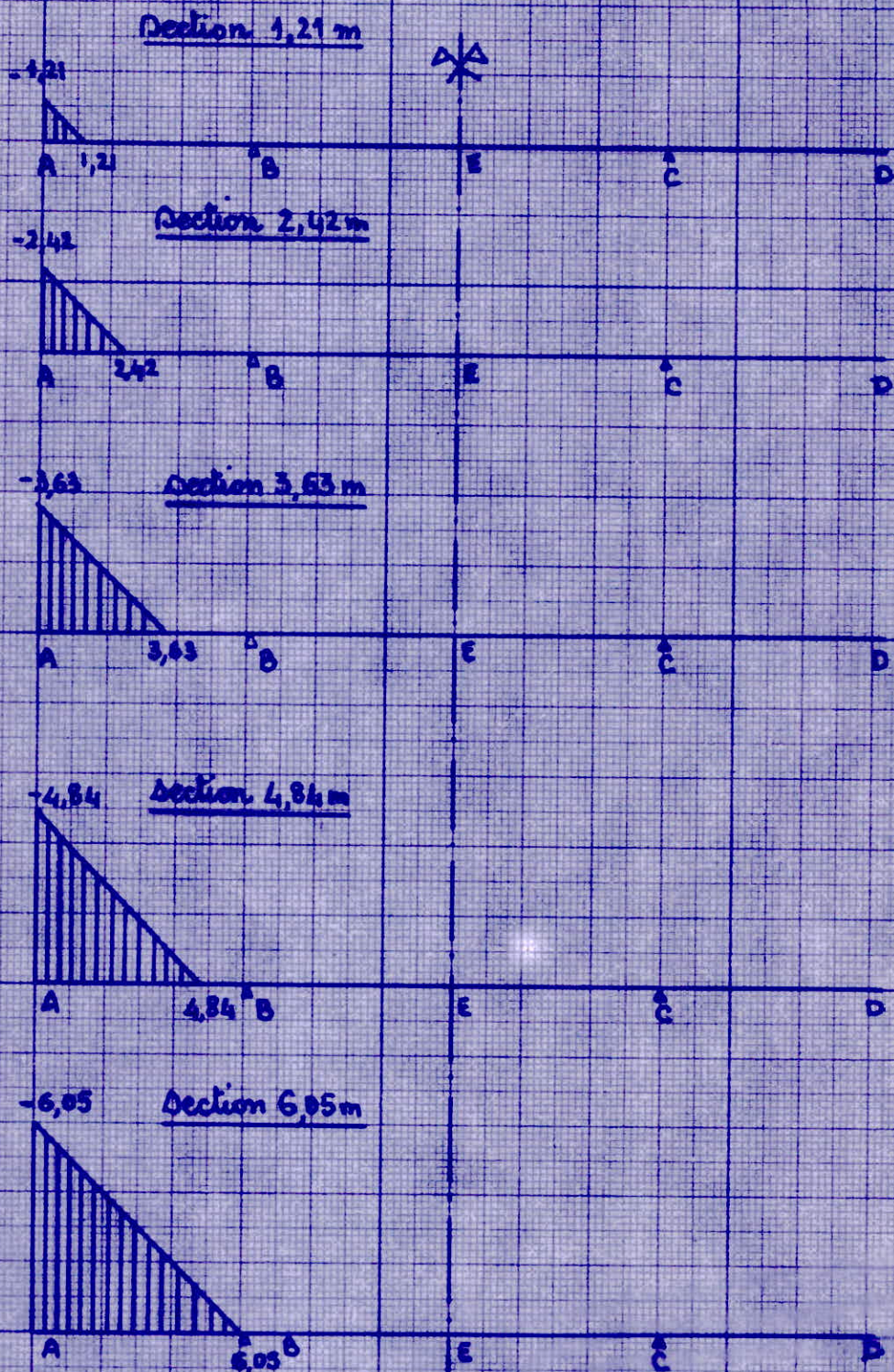
#### II.2 / 2<sup>ème</sup> Cas : $0 < s < x$ (La force unitaire est appliquée à droite de S.)



$$M_s = 0$$



## II.3 / représentation des lignes d'influence :



Remarque : Les "diagrammes" des moments présentant une symétrie, nous aurons les lignes d'influence suivantes pour les sections à droite de E



Section 7,26 m

5,445

0,605

1,089

Section 8,47 m

4,84

1,21

1,936

Section 9,68 m

4,285

1,815

2,541

Section 10,89 m

3,63

2,42

Section 12,1 m

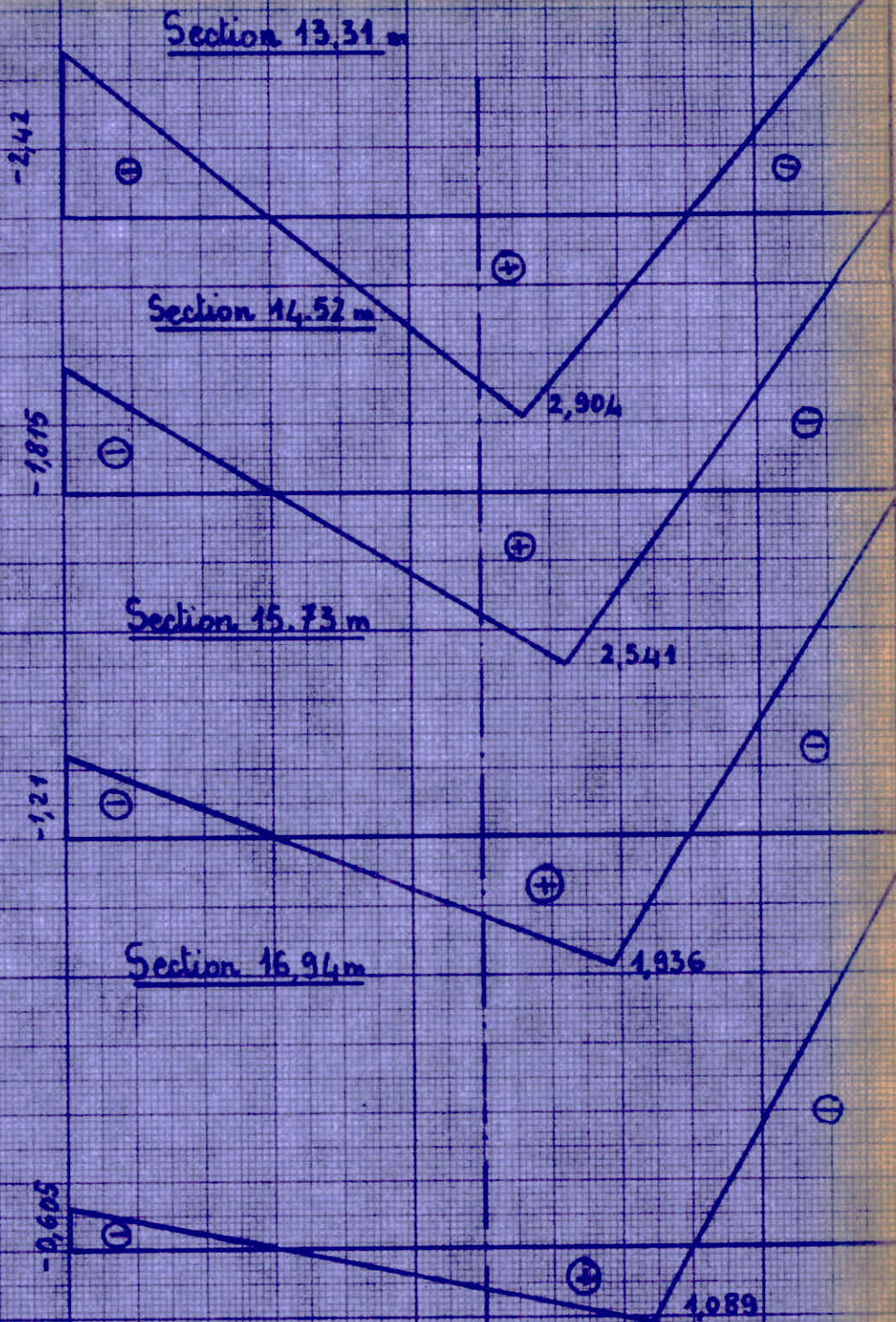
3,025

3,025

2,904

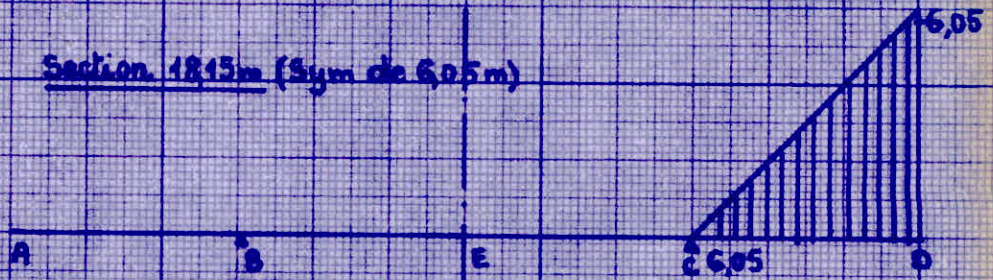
3,025



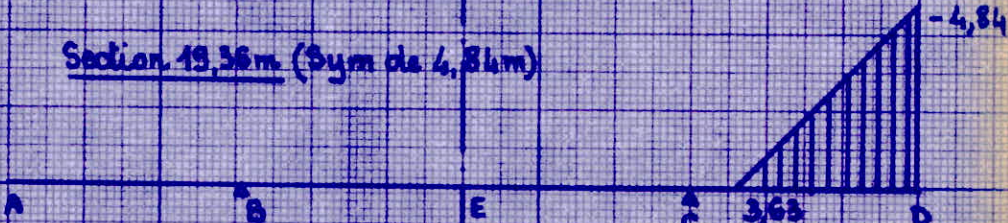




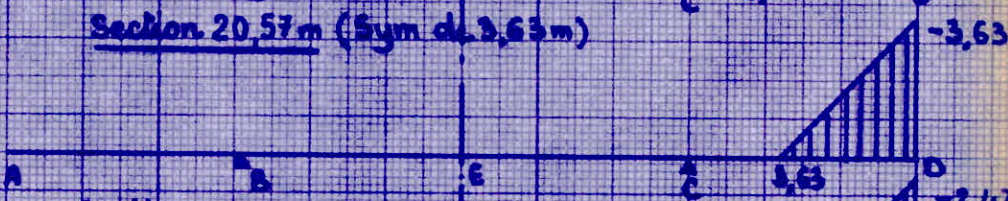
Section 18,15m (Sym de 6,05m)



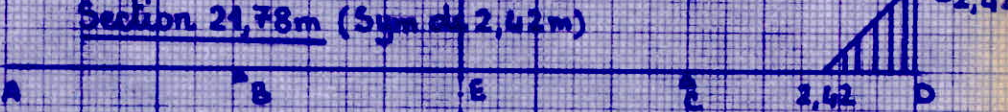
Section 19,36m (Sym de 4,84m)



Section 20,57m (Sym de 3,63m)



Section 21,78m (Sym de 2,42m)

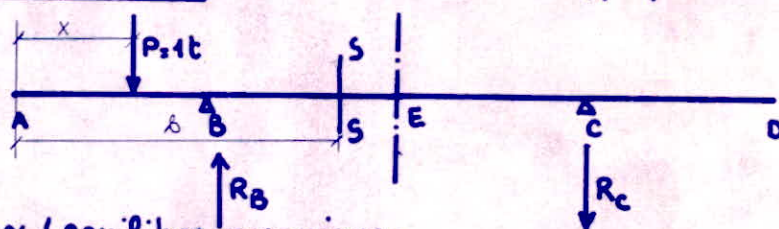


Section 22,99m (Sym de 1,21m)



### III - Section "S" située entre B et E : $6,05\text{m} < \delta < 12,1\text{m}$

#### III-1 / 1<sup>er</sup> Cas : $(0 < x < 6,5\text{m} ; P = 1\text{t}$ appliqué entre A et B)



$\alpha$  / équilibre mécanique :

- $R_B - R_C = 1\text{t}$
- $\sum M/C = 0 \Rightarrow R_B = \frac{18,15 - x}{12,1}$
- $\sum M/B = 0 \Rightarrow R_C = \frac{6,05 - x}{12,1}$

B / Calcul des moments dans la section "S" :

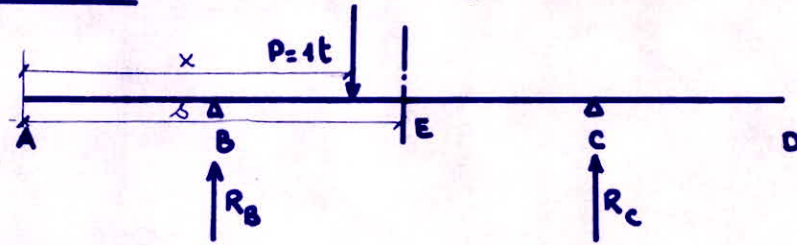
$$M_S = 1,5 \cdot x - \frac{x \cdot \delta}{12,1} + \delta - 9,075 \quad \text{equation d'une droite entre A et B}$$

\* en A :  $x_A = 0 \Rightarrow M_S = -9,075 + 0,5\delta$

\* en B :  $x_B = 6,05\text{m} \Rightarrow M_{SB} = 0$



III-2 / 2° Cas : ( $6,05\text{m} < x < \Delta$ ) ; la force unitaire est appliquée entre B et S)



α. / équilibre mécanique :

$$\begin{aligned} \bullet R_B + R_C &= 1\text{t} \\ \bullet \sum M/C &= 0 \Rightarrow R_B = \frac{18,15 - x}{12,1} \\ \bullet \sum M/B &= 0 \Rightarrow R_C = \frac{x - 6,05}{12,1} \end{aligned}$$

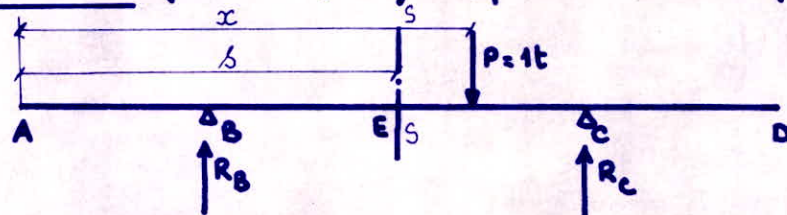
β. / Calcul du moment dans la section "S" :

$$M_S = \frac{18,15 - x}{12,1} \cdot (\Delta - 6,05) - (\Delta - x) \rightarrow \text{droite}$$

$$\bullet \text{ en B : } x_B = 6,05\text{m} \rightarrow M_{SB} = 0$$

$$\bullet \text{ en S : } x_S = \Delta \rightarrow M_S = 2\Delta - \frac{\Delta^2}{12,1} = 9,075$$

III-3 / 3° Cas ( $\Delta < x < 18,15\text{m}$ ) la force unitaire est appliquée entre S et C



α. / équilibre mécanique :

$$\begin{aligned} R_B &= \frac{18,15 - x}{12,1} \\ R_C &= \frac{x - 6,05}{12,1} \end{aligned}$$

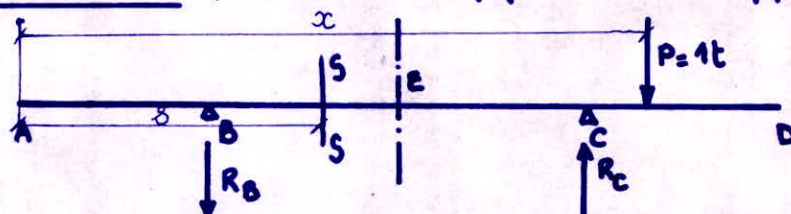
β. / Valeur du moment  $M_S$  dans la section "S" :

$$M_S = R_B \cdot (\Delta - 6,05) = \frac{18,15 - x}{12,1} \cdot (\Delta - 6,05) : \text{equation d'une droite en } x.$$

$$\bullet \text{ en S : } x_S = \Delta \Rightarrow M_S = 2\Delta - \frac{\Delta^2}{12,1} = 9,075$$

$$\bullet \text{ en C : } x_C = 18,15 \Rightarrow M_{SC} = 0$$

III-4 / 4° Cas : ( $18,15 < x < 24,20$ ) force unitaire appliquée entre C et D



α. / équilibre mécanique :

$$R_B = \frac{x - 18,15}{12,1}$$

$$R_C = \frac{x - 6,05}{12,1}$$



## B. / Calcul du moment $M_s$ dans la section "S":

$$M_s = \frac{18,15 - x}{12,1} (\Delta - 6,05) \text{ eq. d'une droite en fonction de } x.$$

$$\text{* en C: } x_c = 18,15$$

$$M_{xc} = 0$$

$$\text{* en D: } x_D = 24,20$$

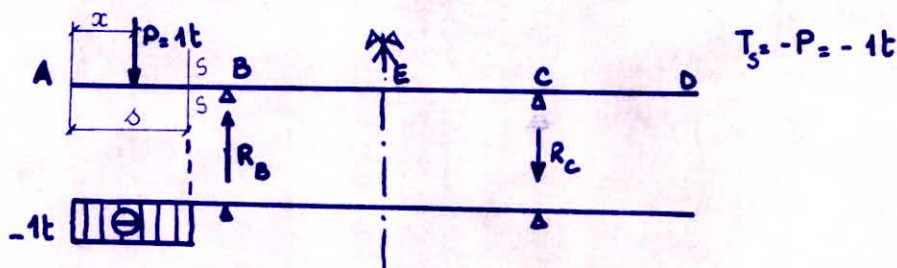
$$M_{sD} = -0,5\Delta + 3,075$$

Lignes d'influence . Effort tranchant .

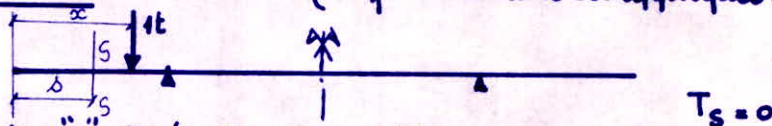
Remarque : La structure étant symétrique / E , on remarquera que le diagramme des efforts tranchants présentera une antisymétrie par rapport à ce point.

I. /  $0 < \Delta < 6,5 \text{ m}$  : la section S est comprise entre A et B

I.1 / 1<sup>er</sup> Cas :  $0 < x < \Delta$



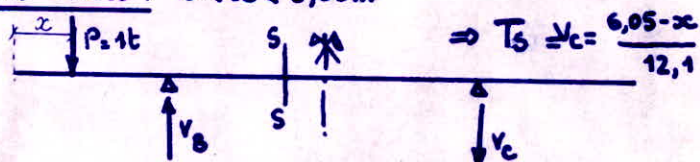
I.2 / 2<sup>e</sup> Cas :  $0 < \Delta < x$  (la force unitaire est appliquée à droite de "S")



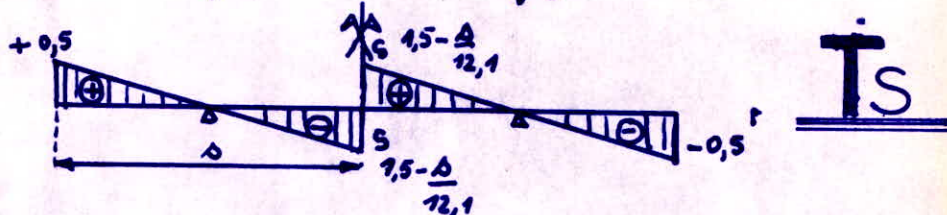
II. / Section "S" située entre B et E ( $6,05 \text{ m} < \Delta < 12,1 \text{ m}$ )

II.1 / 1<sup>er</sup> Cas :  $0 < x < 6,05 \text{ m}$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow V_c \cdot 12,1 = 1 \cdot (6,05 - x)$$



$$\begin{cases} x_A = 0 \\ T_{sA} = 0,5t \\ x_B = 6,05 \text{ m} \\ T_{sB} = 0 \end{cases}$$





II.2 / 2° Cas:  $6,05 < x < \Delta$

$$\begin{aligned} \sum M/c = 0 &\Rightarrow V_B = \frac{18,5 - x}{12,1} \quad \text{et} \quad V_c = \frac{x - 6,05}{12,1} \\ T_s = -V_c &= \frac{6,05 - x}{12,1} \quad \begin{cases} \rightarrow x_B = 6,05 \text{ m} \Rightarrow T_{sB} = 0 \\ \rightarrow x_B = \Delta \Rightarrow T_{s\Delta} = 0,5 - \frac{\Delta}{12,1} \end{cases} \end{aligned}$$

donc trapezoïde droite

II.3 / 3° Cas:  $\Delta < x < 18,15 \text{ m}$

$$T_s = V_B = \frac{18,5 - x}{12,1} \quad \begin{cases} \text{en B} : T_{sB} = 1,5 - \frac{\Delta}{12,1} \\ \text{en c} : T_{sc} = 0 \end{cases}$$

II.4 / 4° Cas:  $18,15 < x < 24,20 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \sum M/c = 0 &\Rightarrow V_B = \frac{x - 18,15}{12,1} \\ T_s = -V_B &= \begin{cases} \text{en c} : T_{sc} = 0 \\ \text{en B} : T_{sB} = -0,5 \end{cases} \end{aligned}$$



section: 1.21m



section: 2.42m



section: 3.63m



section: 4.84m



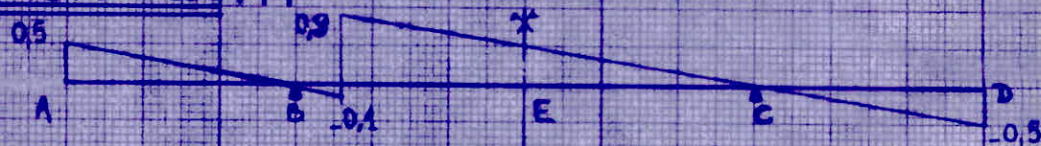
section: 6.05m



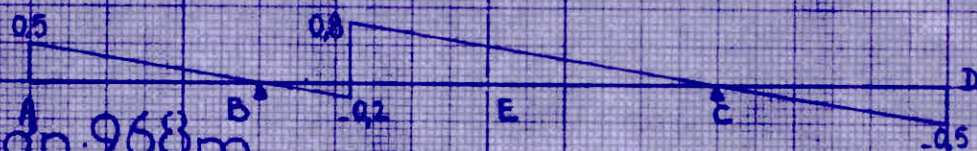


⑦

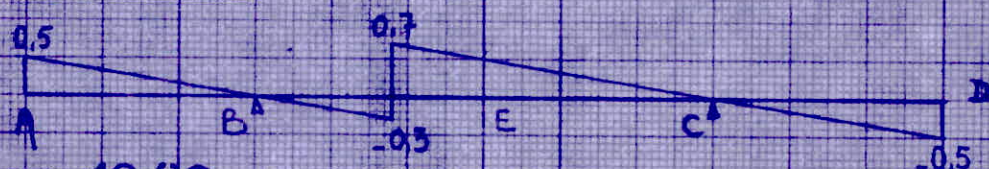
section: 7.26m



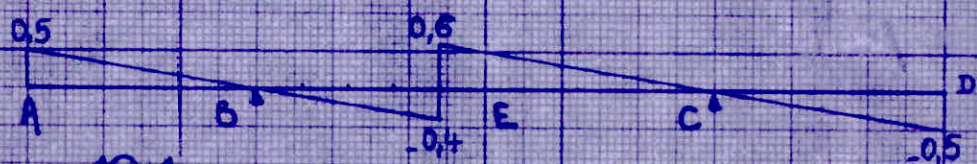
section: 8.47m



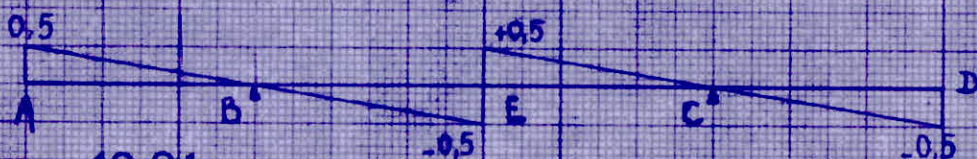
section: 9.68m



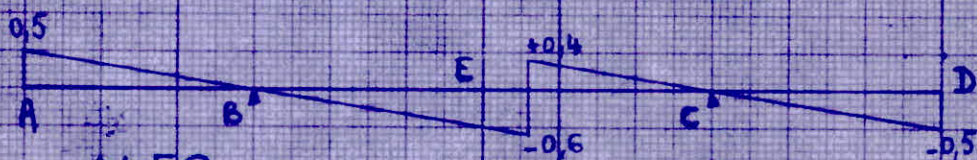
section: 10.89m



section: 12.1m



section: 13.31m

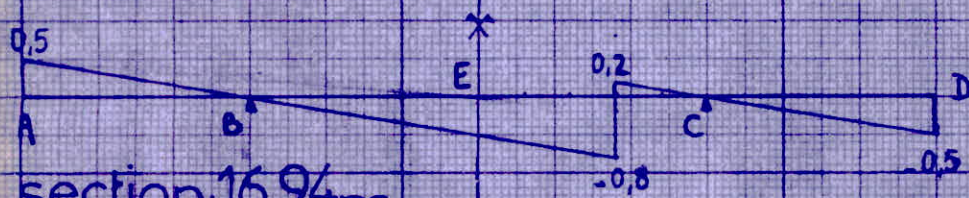


section: 14.52m





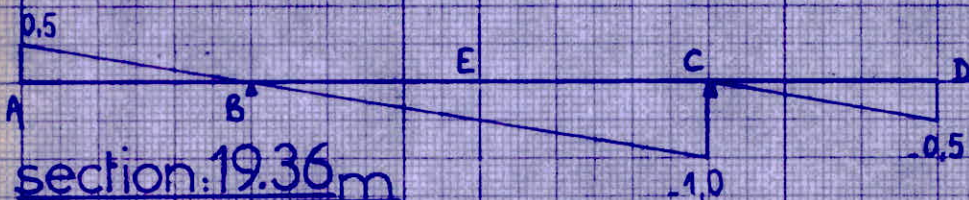
section: 15.73m



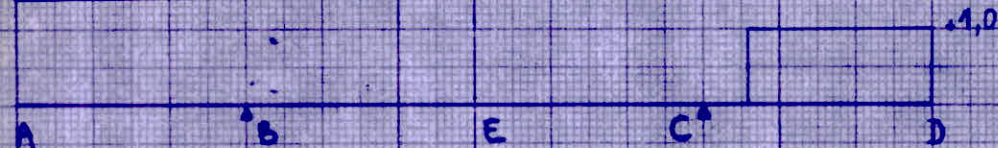
section: 16.94m



section: 18.15m



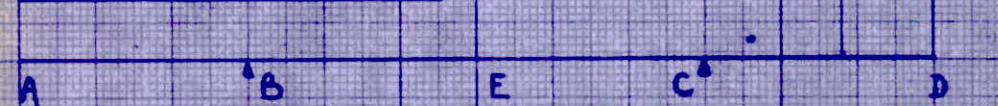
section: 19.36m



section: 20.57m



section: 21.78m



section: 22.99m

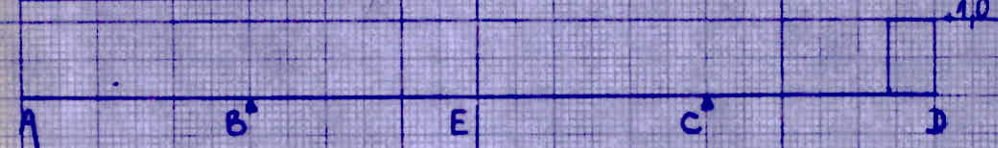




tableau récapitulatif - (1)  $M_s$  suite...

Section	$s^2$	$M_{s0} (t.m)$	$M_{sA} (t.m)$	$M_{sD} (t.m)$	obs.
$s(m)$		$2s - \frac{s^2}{12,1} - 9,075$	$s - 9,075$	$-0,5s + 3,025$	
7,26	52,7076	1,089	-1,815	-0,605	$M_{sB} = M_{sC} = 0$
8,47	71,7409	1,936	-0,605	-1,210	
9,68	93,7024	2,541	-4,235	-1,815	
10,89	118,5921	2,904	-3,630	-2,42	
12,1	146,41	3,025	-3,025	-3,025	

tableau récapitulatif - (2)  $T_s$

section		$-\frac{s}{12,1}$	$T_{SA}$ (t)	$T_{SB}$ (t)	$T_{s0g}(t)$	$T_{s0d}(t)$	$T_{SC}$ (t)	$T_{SD}$ (t)
$S$ (m)					$0,5 - \frac{s}{12,1}$	$1,5 - \frac{s}{12,1}$		
$0^m \leq s \leq 6,05^m$	$0 \leq x \leq 5$	$-\frac{s}{12,1}$	-1	0	-1	0	0	0
	$5 \leq x$	$-\frac{s}{12,1}$	0	0	0	0	0	0
$6,05^m \leq s \leq 12,1^m$	7,26'	-0,6	0,5	0	-0,1	0,9	0	0,5
	8,47	-0,7	0,5	0	-0,2	0,8	0	0,5
	9,68	-0,8	0,5	0	-0,3	0,7	0	0,5
	10,89	-0,9	0,5	0	-0,4	0,6	0	0,5
	12,1	-1,0	0,5	0	-0,5	0,5	0	0,5



# Calcul des efforts sous les différents cas de charge

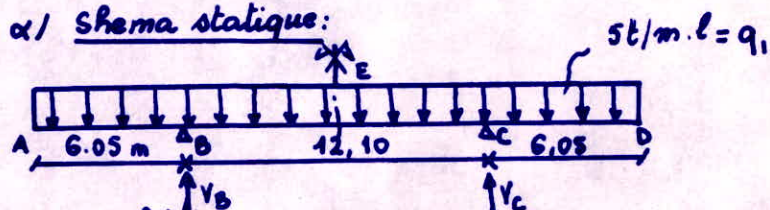
## I. Calcul des efforts sous l'effet du poids propre:

### I.1. / détermination du poids propre d'une tranche de 1m de largeur:

$$q_1 = 2,5 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 = 5 \text{ t/m.l}$$

### I.2. / Calcul des efforts:

#### α / Schema statique:



#### β / Equilibre mecanique:

Par symetrie  $V_B = V_C = \frac{q_1 \cdot l}{2} = \frac{5 \cdot 24,2}{2} = 60,5 \text{ t}$

\* Domaine A-B:  $x \in (0; 6,05)$

•  $N = 0$

•  $T_z = -q_1 \cdot x = -5x$

•  $M_y = -q_1 \cdot \frac{x^2}{2} = -2,5 \cdot x^2$

en A:  $T_A = 0$

en B:  $T_B = -30,25 \text{ t}$

en A:  $M_A = 0$

en B:  $M_B = -91,51 \text{ t.m}$

$\frac{dM}{dx} = T_z = 0 = -5x \Rightarrow x = 0$

$\left\{ \frac{dT}{dx} = T'_z = -5 \right\} < 0 \rightarrow M_{\text{maximum}} \text{ en } x = 0$

\* Domaine B-C:  $x \in (6,05; 18,15)$

•  $T_z = -q_1 x + V_B = -5x + 60,5$

•  $M_y = -q_1 \frac{x^2}{2} + 60,5 \cdot (x - 6,05)$

en B:  $T_B = 30,25 \text{ t}$

en C:  $T_C = -30,25 \text{ t}$

en B:  $M_B = -91,51 \text{ t.m}$

en C:  $M_C = 91,51 \text{ t.m}$

$\frac{dT}{dx} = T'_z = 0 = -5x + 60,5 \Rightarrow 12,1 \text{ m} = x_0$

$\left\{ \frac{dT}{dx} = T'_z = -5 \right\} < 0 \Rightarrow \left\{ M_{x_0} \text{ maximum} \right\} M_{\text{max}} = 0$

## II. Calcul des efforts sous l'effet de la surcharge 3t/m.l:

Ces efforts seront évalués grâce aux lignes d'influence.



# **RECAPITULATIF DES EFFORTS**



# surcharge uniforme

poids propre

5tml

Section (m)	efforts tranchants (t)			moments t.m	
	$T_{\max} < 0$	$T_{\max} > 0$	$ T_{\max} $	$M_{\max} < 0$	$M_{\max} > 0$
1.21	-6,05	~	6,05	-3,66	~
2.42	-12,10	~	12,10	-14,64	~
3.63	-18,15	~	18,15	-32,94	~
4.84	-24,42	~	24,42	-58,56	~
6.05	-30,25	~	30,25	-91,51	~
7.26	~	+24,40	24,40	-58,56	~
8.47	~	+18,15	18,15	-32,94	~
9.68	~	+12,10	12,10	-14,64	~
10.89	~	+6,05	6,05	-3,66	~
12.10	~	0,00	0,00	0,00	~
13.31	-6,05	~	6,05	-3,66	~
14.52	-12,10	~	12,10	-14,64	~
15.73	-18,15	~	18,15	-32,94	~
16.94	-24,20	~	24,20	-58,56	~
18.15	~	+30,25	30,25	-91,51	~
19.36	~	+24,40	24,40	-58,56	~
20.57	~	+18,15	18,15	-32,94	~
21.78	~	+12,10	12,10	-14,64	~
22.99	~	+6,05	6,05	-3,66	~



# SURCHARGE UNIFORME : 3t/ml

Section (m)	efforts tranchants (t)			moments (t.m)	
	$T_{\max} < 0$	$T_{\max} > 0$	$ T_{\max} $	$M_{\max} < 0$	$M_{\max} > 0$
1.21	-3,63	0,00	3,63	-2,20	0,00
2.42	-7,26	0,00	7,26	-8,78	0,00
3.63	-10,89	0,00	10,89	-19,77	0,00
4.84	-14,52	0,00	14,52	-35,14	0,00
6.05	-4,54	+22,69	22,69	-54,90	0,00
7.26	-4,72	+19,24	19,24	-54,90	+19,77
8.47	-5,26	+16,15	16,15	-54,90	+35,14
9.68	-6,17	+13,43	13,43	-54,90	+46,12
10.89	-7,44	+11,07	11,07	-54,90	+52,71
12.10	-9,07	+9,07	9,07	-54,90	+54,90
13.31	-11,07	+7,44	11,07	-54,90	+52,71
14.52	-13,43	+6,17	13,43	-54,90	+46,12
15.73	-16,15	+5,26	16,15	-54,90	+35,14
16.94	-19,24	+4,72	19,24	-54,90	+19,77
18.15	-22,69	+4,54	22,69	-54,90	0,00
19.36	0,00	+14,52	14,52	-35,14	0,00
20.57	0,00	+10,89	10,89	-19,77	0,00
21.78	0,00	+7,26	7,26	-8,78	0,00
22.99	0,00	+3,63	3,63	-2,20	0,00



- Valeurs des efforts -  
Effets des CAMIONS

Section	efforts tranchants			moments	
	$T < 0$ $\max(t)$	$T > 0$ $\max(t)$	$ T_{\max} $	$M < 0$ $\max(t,m)$	$M > 0$ $\max(t,m)$
1.21	- 8,00	0,00	8,00	- 9,68	0,00
2.42	- 16,00	0,00	16,00	- 27,92	0,00
3.63	- 16,00	0,00	16,00	- 47,28	0,00
4.84	- 16,00	0,00	16,00	- 66,64	0,00
6.05	- 7,11	+ 15,11	15,11	- 86,00	0,00
7.26	- 7,11	+ 13,51	13,51	- 77,40	+ 16,35
8.47	- 7,11	+ 11,91	11,91	- 68,80	+ 28,82
9.68	- 7,11	+ 10,31	10,31	- 60,20	+ 17,09
10.89	- 7,11	+ 8,71	8,71	- 51,60	+ 18,92
12.10	- 7,11	+ 7,11	7,11	- 43,00	+ 43,00
13.31	- 8,71	+ 7,11	8,71	- 51,60	+ 18,92
14.52	- 10,31	+ 7,11	10,31	- 60,20	+ 17,09
15.73	- 11,91	+ 7,11	11,91	- 68,80	+ 28,82
16.94	- 13,51	+ 7,11	13,51	- 77,40	+ 16,35
18.15	- 15,11	+ 7,11	15,11	- 86,00	0,00
19.36	0,00	+ 16,00	16,00	- 66,64	0,00
20.57	0,00	+ 16,00	16,00	- 47,28	0,00
21.78	0,00	+ 16,00	16,00	- 27,92	0,00
22.99	0,00	+ 8,00	8,00	- 9,68	0,00



## Enveloppe des efforts

section (m)	efforts tranchants			moments (t.m)	
	$T_{\max < 0} (t)$	$T_{\max > 0} (t)$	$ T_{\max}  (t)$	$M_{\max < 0}$	$M_{\max > 0}$
1.24	23.12	—	23.12	22.12	—
2.42	46.24	—	46.24	70.33	—
3.63	55.92	—	55.92	132.14	—
4.84	65.82	—	65.82	205.66	—
6.05	46.74	17.82	46.74	290.89	—
7.26	7.73	66.34	66.34	243.49	(- 11.32)
8.47	0.94	54.30	54.30	203.34	50.62
9.68	6.02	42.85	42.85	170.68	60.19
10.89	13.34	31.75	31.75	145.25	80.84
12.10	21.02	21.02	21.02	127.14	127.14

Remarque :

Le tableau ci-dessus a été établi en prenant auparavant la précaution de multiplier les efforts dus au Camion par le coefficient  $k = (1,2 \times 5) = (1,2 \times 1,4) = 1,68$

\* Toutes les valeurs trouvées pour le Camion de 16 t sont donc multipliées par (1,68), ajoutées aux valeurs non modifiées dues au poids propre (5 t/ml) et à la surcharge uniforme (3 t/ml) : nous pouvons dès lors tracer l'enveloppe des efforts.



## Vérification à l'effort tranchant

- \* nous nous contenterons de faire la vérification pour la section la plus sollicitée à l'effort tranchant.

L'effort tranchant Maximum est obtenu au droit de la section 7.26 m, sa valeur est :

$$T_{max} = 66.34 \text{ t}$$

- \* la Contrainte de cisaillement Maximale sera donc :

$$\bar{\sigma}_{bmax} = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z}$$

$z = 169,5 \text{ cm}$  : bras de levier élastique en Section 7.26 m

$T_{max} = 66.34 \text{ t}$

$b_0 = 100 \text{ cm}$  : largeur de la tranche, considérée.

$$\bar{\sigma}_{bmax} = \frac{66.34 \times 10^3}{100 \times 169,5} = 3,9 \text{ kg/cm}^2$$

Dans le cas le plus défavorable (où  $\bar{\sigma}_b$  serait égale à  $2 \bar{\sigma}'_b$  c'est à dire que  $2 \bar{\sigma}'_b = (2 \times 94,4) = 188,8 \text{ kg/cm}^2$ ) l'on aurait :

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b = (4,5 - 2) \bar{\sigma}'_b = 2,5 \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 2,5 \times 7 \times 1,02 = 17,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\bar{\sigma}_{bmax} = 3,9 \text{ kg/cm}^2) < (\bar{\sigma}_b = 17,85 \text{ kg/cm}^2)$$

### Nota:

Lors du coulage du béton, les bords risquent de fléchir, aussi nous disposerons des étriers par construction pour rigidifier la structure.

Dans le sens transversal, nous mettrons un étrier tous les 30 cm, de diamètre  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ , par tranche de 1 m nous aurons  $A_t = 3 \times 0,785 = 2,35 \text{ cm}^2$  (3 brins actifs, au minimum, par tranche de 1 m de large)

leur écartement sera régi par la formule :

$$t \leq (z \cdot A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}) / T$$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{cm}$  avec  $\rho_a = \frac{2}{3}$  : car nous aurons une reprise de bétonnage (la valeur de  $\rho_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \cdot \bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{3,9}{9 \times 7 \times 1,02} = 0,94 \Rightarrow \rho_a > \frac{2}{3}$ , limitée à  $\frac{2}{3}$ )

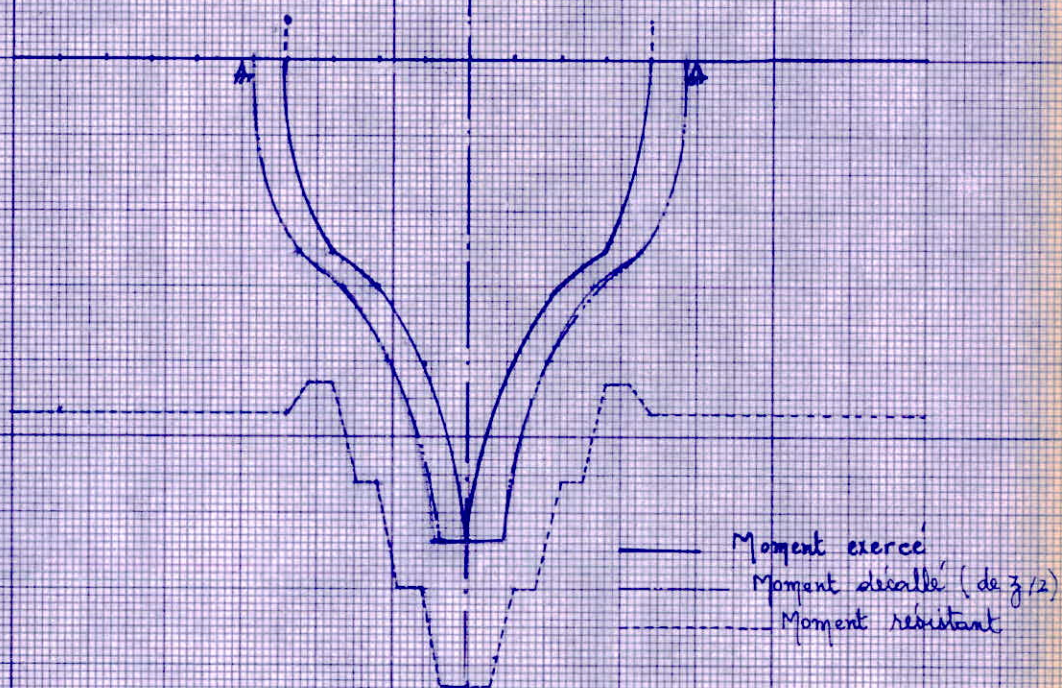
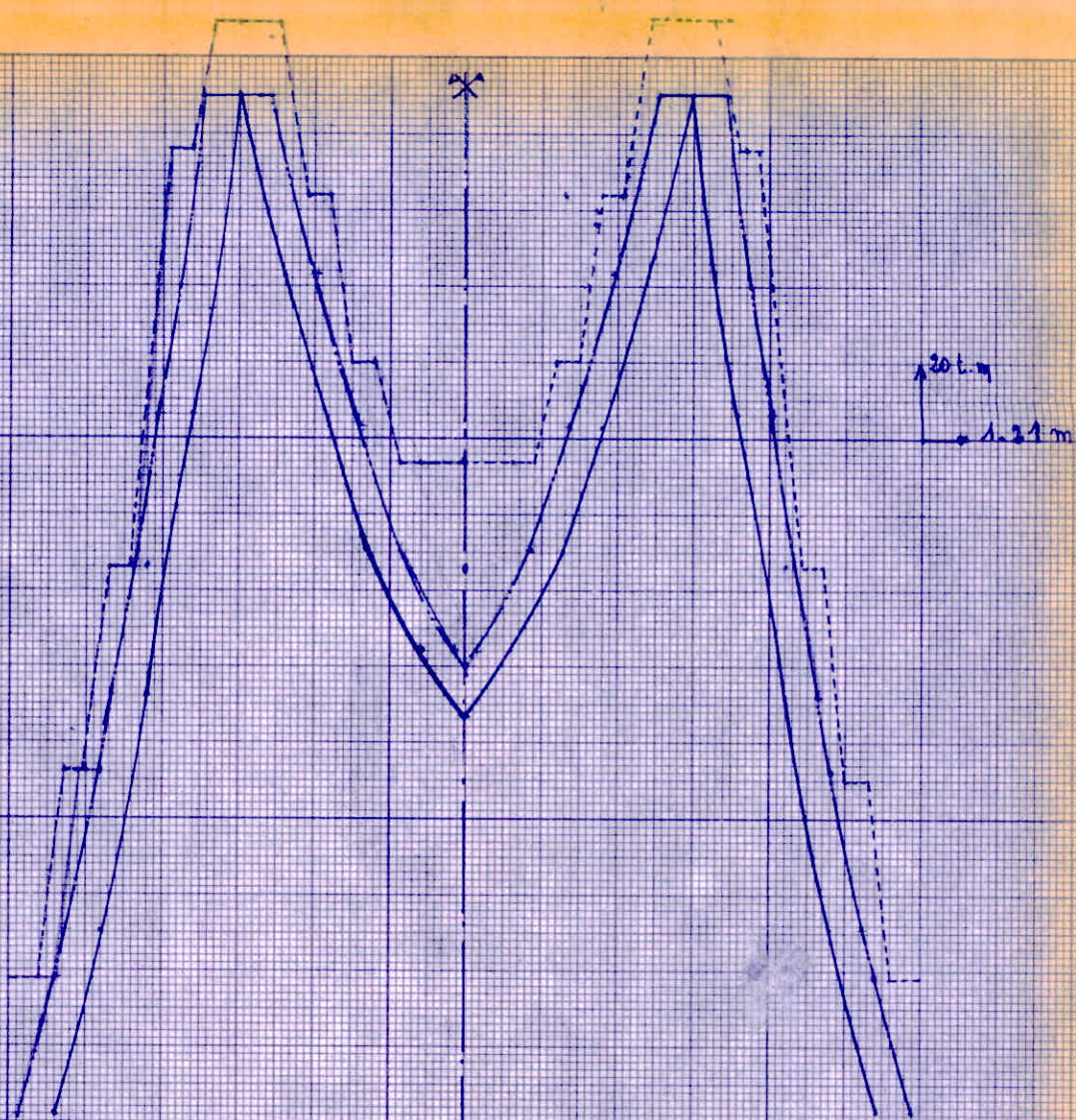
$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{cm} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 : \text{ nous disposons d'acier Fe E40}$$

$$z = 169,5 \text{ cm}$$

$$t \leq (169,5 \times 2,35 \times 2800) / (66,34 \times 10^3) \Rightarrow t \leq 16,8 \text{ cm}$$

nous garderons le même espacement  $t = 15 \text{ cm}$  pour des raisons de facilité de construction.







## Armatures des tranches

- \* Sous poids propre
- \* Sous surcharge  $3 \text{ k/m}^2$
- \* Sous surcharge camion

\* Hauteur utile :  $h = h_t - d$

• ht = 200 cm: hauteur totale

- $d = 10 \text{ cm}$  : distance du lentille de quartz des armatures au parement le plus proche

$$h = 200 - 10 = 190 \text{ cm}$$

\* section du tirant:  $B_f$  = section de béton ayant même centre de gravité que les armatures tendues

$$B_f = 100 \times (2d) = 100 \times 2 \times 10 = 2000 \text{ cm}^2$$

- \* Bras de levier élastique:

En première approximation, nous considérons pour notre pontie, un bras de levier élastique:  $\bar{z} = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 190 = 166,25 \text{ cm}$

On considère à la première itération, la contrainte admissible des aciers  $\sigma_a$  comme étant égale à la contrainte de fissuration  $\sigma_f$ .

les lames utilisées ayant un diamètre  $\phi = 25 \text{ mm}$  donc  $\sigma_2 = 1606 \text{ bars}$ .

\*  $(\frac{1}{8} \times 7 \times 2 \times 1606 \times 1.02 = 2.7233745)$  ;  $M = 7.5 \text{ Pa} = \text{formulas}$  utilises

des armatures seront déterminées en première approximation avec  $\bar{\sigma}_a = 1606$  bars, nous calculons ensuite la contrainte de fissuration  $\bar{\sigma}_1$  et considérons dès lors

$$\bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \cdot$$

Les itérations seront refaites avec  $\bar{\sigma}_a = \min \left( \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \bar{\sigma}_f \right) = \min (2600; \bar{\sigma}_f)$  et le procédé sera stoppé dès que nous aurons obtenu la même section d'acier à 2 itérations successives. Les moments négatifs donnent les armatures supérieures et les moments positifs donnent les armatures inférieures.

Section 1,21 m:

\* Armatures supérieures:  $M < 0$  ;  $M = -22,12 \text{ t.m}$

$$A_{\text{sup}} = 22,12 \times 10^5 / \left( \frac{7}{8} \times 190 \times 1606 \times 1,02 \right) = 22,12 / (2,7233745)$$

$$A_{\text{sup}} = 8,12 \text{ cm}^2 : \quad \underline{2725 \longrightarrow 9,818 \text{ cm}^2}$$

$$\tilde{\omega}_f = 9,818 / 2000 = 9,818 \times 0,5 \times 10^{-3}$$

$$S_1 = 10^6 \times \frac{1,6}{25} \times \frac{9,818 \times 5 \times 10^{-4}}{1 + (10 \times 9,818 \times 10^{-4})} = 299 \text{ bars}$$

$$\cdot \bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(299; 1606) = \sigma_2 = 1606 \text{ bars}$$

$$\bullet \sigma_a = \min(2600; 1606) = \sigma_2 = 1606 \text{ bars}$$

$A_{sub}: 2T25 \rightarrow 9,818 \text{ cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$



\* Section 2,42 m:

• Armatures supérieures:  $M = -70,33 \text{ t.m}$

$$* A_{sup} = 70,33 / 2,7233745 = 25,82 \text{ cm}^2$$

$$6T25 \rightarrow 29,454 \text{ cm}^2$$

$$* \tilde{\omega}_f = 29,454 \times 5 \times 10^{-4}$$

$$* \sigma_1 = 821,5 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_f = \max(821,5 ; 1606) = 1606 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_a = \min(2600, 1606) = 1606 \text{ bars}$$

$A_{sup}: \quad 6T25 \rightarrow 29,454 \text{ cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$
--

\* Section 3,63 m:

• Armatures supérieures:  $M = -132,14 \text{ t.m}$

$$* A_{sup} = 132,14 / 2,7233745 = 48,52 \text{ cm}^2 : \quad 10T25 \rightarrow 49,09 \text{ cm}^2$$

$$* \tilde{\omega}_f = 49,09 \times 5 \times 10^{-4}$$

$$* \sigma_1 = 1261,3 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_f = \max(1261,3 ; 1606) = 1606 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_a = \min(1606, 2600) = 1606 \text{ bars}$$

$A_{sup}: \quad 10T25 \rightarrow 49,09 \text{ cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$
--

\* Section 4,84 m:

• Armatures supérieures:  $M = -205,66 \text{ t.m}$

$$* A_{sup} = 205,66 / 2,7233745 = 75,52 \text{ cm}^2 : \quad 16T25 \rightarrow 78,544 \text{ cm}^2$$

$$* \tilde{\omega}_f = 78,544 \times 5 \times 10^{-4}$$

$$* \sigma_1 = 1804,67 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_f = \max(1606 ; 1804,67) = 1804,67$$



\* Section 4,84 m: / Suite

\* Armatures supérieures:

•  $\bar{\sigma}_a = \min(1804,67; 2600) = 1804,67$  bars : nous faisons alors des itérations

•  $\bar{\sigma}_a = 1804,67$  bars : par "règle de trois" :  $A_{sup} = 75,52 \times \frac{1606}{1804,67} = 67,20 \text{ cm}^2$

14T25  $\rightarrow$  68,726 cm<sup>2</sup>

•  $\bar{\omega}_f = 68,726 \times 5 \times 10^{-4}$

•  $\sigma_1 = 1636,8$  bars

•  $\bar{\sigma}_f = \max(1636,8; 1606) = 1636,8$  bars

•  $\bar{\sigma}_a = \min(1636,8; 2600) = 1636,8$  bars : faisons une autre itération

•  $\bar{\sigma}_a = 1636,8$  bars :  $A_{sup} = 75,52 \times 1606 / 1636,8 = 74,1 \text{ cm}^2$

$A_{sup}$ : 16T25  $\rightarrow$  78,544 cm<sup>2</sup>

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1804,67$  bars

\* Section 6,05 m:

\* Armatures supérieures:  $A_{sup} = M / 2,7233745$  avec  $M = -290,89 \text{ t.m}$

\*  $A_{sup} = 290,89 / 2,7233745 = 106,81 \text{ cm}^2$  : 22T25  $\rightarrow$  108 cm<sup>2</sup>

\*  $\bar{\omega}_f = 108 \times 5 \times 10^{-4}$

\*  $\sigma_1 = 2244,2$  bars

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(2244,2; 1606) = 2244,2$  bars

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(2244,2; 2600) = 2244,2$  bars : refais une itération

•  $\bar{\sigma}_a = 2244,2$  bars

\*  $A_{sup} = 106,81 \times 1606 / 2244,2 = 76,44 \text{ cm}^2$  : 16T25  $\rightarrow$  78,544 cm<sup>2</sup>

\*  $\sigma_1 = 1804,67$  bars

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(1804,67; 1606) = 1804,67$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1804,67; 2600) = 1804,67$  bars : itération à refaire

•  $\bar{\sigma}_a = 1804,67$  bars:

\*  $A_{sup} = 106,81 \times 1606 / 1804,67 = 95,05 \text{ cm}^2$  : 20T25  $\rightarrow$  98,18 cm<sup>2</sup>

\*  $\bar{\omega}_f = 98,18 \times 5 \times 10^{-4}$

\*  $\sigma_1 = 2107,3$  bars

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(2107,3; 1606) = 2107,3$  bars

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(2107,3; 2600) = 2107,3$  bars : itération à refaire

•  $\bar{\sigma}_a = 2107,3$  bars:

\*  $A_{sup} = 106,81 \times 1606 / 2107,3 = 81,40 \text{ cm}^2$  : 17T25  $\rightarrow$  83,453 cm<sup>2</sup>

\*  $\sigma_1 = 1884,26$  bars

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(1884,26; 1606) = 1884,26$  bars

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1884,26; 2600) = 1884,26$  bars : itération à refaire.



\* Section 6,05 m: / Suite:

• Armatures supérieures:

\*  $\bar{\sigma}_a = 1884,26 \text{ bars}$ :

\*  $A_{sup} = 106,81 \times 1606 / 1884,26 = 91,04 \text{ cm}^2$  : 19T25  $\rightarrow$  93,271 cm<sup>2</sup>

\*  $\bar{\omega}_f = 93,271 \times 5 \times 10^{-4}$

\*  $\sigma_1 = 2035,44 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(2035,44 ; 1606) = 2035,44 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(2035,44 ; 2600) = 2035,44 \text{ bars}$ : itération à refaire

•  $\bar{\sigma}_a = 2035,44 \text{ bars}$ :

\*  $A_{sup} = 106,81 \times 1606 / 2035,44 = 84,27 \text{ cm}^2$  : 18T25  $\rightarrow$  88,362 cm<sup>2</sup>

\*  $\bar{\omega}_f = 88,362 \times 5 \times 10^{-4}$

\*  $\sigma_1 = 1961,14 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(1961,14 ; 1606) = 1961,14 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1961,14 ; 2600) = 1961,14 \text{ bars}$ : itération à refaire

•  $\bar{\sigma}_a = 1961,14 \text{ bars}$ :

\*  $A_{sup} = 106,81 \times 1606 / 1961,14 = 87,47 \text{ cm}^2$

$A_{sup}$ : 18T25 $\rightarrow$ 88,362 cm <sup>2</sup> $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1961 \text{ bars}$
---

\* Section 7,26 m:

• Armatures supérieures:  $M = -243,49 \text{ t.m}$

\*  $A_{sup} = 243,49 / 2,7233745 = 89,41 \text{ cm}^2$  : 19T25  $\rightarrow$  93,271 cm<sup>2</sup>

\*  $\sigma_1 = 2035,44 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(2035,44 ; 1606) = 2035,44 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(2035,44 ; 2600) = 2035,44 \text{ bars}$ : itération à refaire

•  $\bar{\sigma}_a = 2035,44 \text{ bars}$ :

\*  $A_{sup} = 89,41 \times 1606 / 2035,44 = 70,55 \text{ cm}^2$  : 15T25  $\rightarrow$  73,625 cm<sup>2</sup>

\*  $\sigma_1 = 1722,24 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(1722,24 ; 1606) = 1722,24 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1722,24 ; 2600) = 1722,24 \text{ bars}$ : itération à refaire

•  $\bar{\sigma}_a = 1722,24 \text{ bars}$ :

\*  $A_{sup} = 89,41 \times 1606 / 1722,24 = 83,38 \text{ cm}^2$  : 17T25  $\rightarrow$  83,453 cm<sup>2</sup>

\*  $\sigma_1 = 1884,26 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(1884,26 ; 1606) = 1884,26 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1884,26 ; 2600) = 1884,26 \text{ bars}$ : itération à refaire.



\* Section 7,26 m / Suite:

• Armatures supérieures:

•  $\bar{\sigma}_a = 1884,26 \text{ bars}$ :

$$* A_{sup} = 89,41 \times 1606 / 1884,26 = 76,21 \text{ cm}^2 : 16T25 \rightarrow 78,544 \text{ cm}^2$$

$$* \sigma_1 = 1804,67 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_f = \max(1804,67 ; 1606) = 1804,67 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_a = \min(1804,67 ; 2600) = 1804,67 \text{ bars : itération à refaire}$$

•  $\bar{\sigma}_a = 1804,67 \text{ bars}$ :

$$* A_{sup} = 89,41 \times 1606 / 1804,67 = 79,57 \text{ cm}^2 : 17T25$$

$$A_{sup} : 17T25 \rightarrow 83,453 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1884,26 \text{ bars}$$

\* Section 8,47 m :

• Armatures supérieures:  $M = -203,34 \text{ t.m}$

$$* A_{sup} = 203,34 / 2,7233745 = 74,665 \text{ cm}^2 : 16T25 \rightarrow 78,544 \text{ cm}^2$$

$$* \sigma_1 = 1804,67 \text{ bars ;}$$

$$* \bar{\sigma}_f = \max(1804,67 ; 1606) = 1804,67 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_a = \min(1804,67 ; 2600) = 1804,67 \text{ bars : itération à refaire}$$

•  $\bar{\sigma}_a = 1804,67 \text{ bars}$ :

$$* A_{sup} = 74,665 \times 1606 / 1804,67 = 66,45 \text{ cm}^2 : 14T25 \rightarrow 68,726 \text{ cm}^2$$

$$* \sigma_1 = 1636,8 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_f = \max(1636,8 ; 1606) = 1636,8 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_a = \min(1636,8 ; 2600) = 1636,8 \text{ bars : itération à refaire}$$

•  $\bar{\sigma}_a = 1636,8 \text{ bars}$ :

$$* A_{sup} = 74,665 \times 1606 / 1636,8 = 73,26 \text{ cm}^2 : 15T25 \rightarrow 73,635 \text{ cm}^2$$

$$* \sigma_1 = 1722,24 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_f = \max(1722,24 ; 1606) = 1722,24 \text{ bars}$$

$$* \bar{\sigma}_a = \min(1722,24 ; 2600) = 1722,24 \text{ bars : itération à refaire}$$

•  $\bar{\sigma}_a = 1722,24 \text{ bars}$ :

$$* A_{sup} = 74,665 \times 1606 / 1722,24 = 69,63 \text{ cm}^2 : 15T25$$

$$A_{sup} : 15T25 \rightarrow 73,635 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1722,24 \text{ bars}$$



\* Section 8,47 m / Suite:

• Armatures inférieures:  $M = 50,62 \text{ km}$

\*  $A_{inf} = 50,62 / 2,7233745 = 18,587 \text{ cm}^2$  : 4T25  $\rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

\*  $\sigma_1 = 572 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(572; 1606) = 1606 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1606; 2600) = 1606 \text{ bars}$

$A_{inf}$  : 4T25  $\rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$

\* Section 9,68 m:

• Armatures supérieures:  $M = -170,68 \text{ km}$

\*  $A_{sup} = 170,68 / 2,7233745 = 62,672 \text{ cm}^2$  : 13T25  $\rightarrow 63,817 \text{ cm}^2$

\*  $\sigma_1 = 1548,2 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(1548,2; 1606) = 1606 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1606; 2600) = 1606 \text{ bars}$

$A_{sup}$  : 13T25  $\rightarrow 63,817 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$

• Armatures inférieures:  $M = 60,19 \text{ t.m}$

\*  $A_{inf} = 60,19 / 2,7233745 = 22,101 \text{ cm}^2$  : 5T25  $\rightarrow 24,545 \text{ cm}^2$

\*  $\sigma_1 = 699,6 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(699,6; 1606) = 1606 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1606; 2600) = 1606 \text{ bars}$

$A_{inf}$  : 5T25  $\rightarrow 24,545 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$

\* Section 10,89 m:

• Armatures supérieures:  $M = -145,25 \text{ km}$

\*  $A_{sup} = 145,25 / 2,7233745 = 53,335 \text{ cm}^2$  : 11T25  $\rightarrow 53,999 \text{ cm}^2$

\*  $\sigma_1 = 1360 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_f = \max(1360; 1606) = 1606 \text{ bars}$

\*  $\bar{\sigma}_a = \min(1606; 2600) = 1606 \text{ bars}$

$A_{sup}$  : 11T25  $\rightarrow 53,999 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$



\* Section 10,89 m: / Suite

• Armatures inférieures:  $M = 80,84 \text{ t.m}$

$$\begin{aligned}
 * A_{inf} &= 80,84 / 2,7233745 = 29,684 \text{ cm}^2 & : 7T25 \longrightarrow 34,363 \text{ cm}^2 \\
 * \sigma_1 &= 938 \text{ bars} \\
 * \bar{\sigma}_f &= \max(938; 1606) = 1606 \text{ bars} \\
 * \bar{\sigma}_a &= \min(1606; 2600) = 1606 \text{ bars}
 \end{aligned}$$

$A_{inf} : 7T25 \longrightarrow 34,363 \text{ cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$
---

\* Section 12,10 m:

• Armatures supérieures:  $M = -127,14 \text{ t.m}$

$$\begin{aligned}
 * A_{sup} &= 127,14 / 2,7233745 = 46,685 \text{ cm}^2 & : 10T25 \longrightarrow 49,09 \text{ cm}^2 \\
 * \sigma_1 &= 1261,3 \text{ bars} \\
 * \bar{\sigma}_f &= \max(1261,3; 1606) = 1606 \text{ bars} \\
 * \bar{\sigma}_a &= \min(1606; 2600) = 1606 \text{ bars}
 \end{aligned}$$

$A_{sup} : 10T25 \longrightarrow 49,09 \text{ cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$
---

• Armatures inférieures:  $M = 127,14 \text{ t.m} = |M|$

$A_{inf} = A_{sup} : 10T25 \longrightarrow 49,09 \text{ cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_f = 1606 \text{ bars}$
---

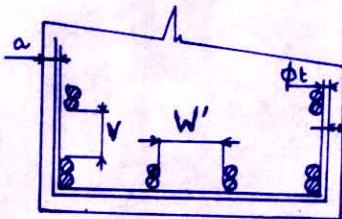


# Sections d'armatures

Sous :  
 \* poids propre 5 t/ml  
 \* Surcharge uniforme : 3 t/ml  
 \* Surcharge camions : 16 t par essieu

Section (m)	Armatures théoriques		Armatures adoptées	
	$A_{sup} (cm^2)$	$A_{inf} (cm^2)$	$A_{sup} (cm^2)$	$A_{inf} (cm^2)$
1,21	2T25	—	4T25	4T25
2,42	6T25	—	8T25	4T25
3,63	10T25	—	12T25	4T25
4,84	16T25	—	18T25	4T25
6,05	18T25	—	20T25	4T25
7,26	17T25	—	20T25	4T25
8,47	15T25	4T25	18T25	6T25
9,68	13T25	5T25	16T25	8T25
10,89	11T25	7T25	14T25	10T25
12,10	10T25	10T25	12T25	12T25

## Dispositions constructives



\* V: distance verticale entre 2 hautes  
 $V \geq (\phi, \frac{C_g}{2}) \Rightarrow V \geq (2,5; \frac{2,5}{2}) \Rightarrow V \geq 2,5 cm$

\*  $\phi_t = (8 \div 10) cm$  car  $\phi_{lmax} = 2,5 cm$ : barre longitudinale  
 $\phi_t$ : diamètre de l'armature transversale

$a = b + \phi_t$  avec  $a \geq (\phi, 4 cm)$ : ouvrage à la 7<sup>me</sup>  
 $\{ a \geq (2,5; 4 cm) \} \geq 4 cm$   
 $b = 4 cm$ : enrobage

\* W': distance entre 2 barres horizontales

$W' \geq (\phi, \frac{8}{5} C_g) \Rightarrow W' \geq (2,5; \frac{8}{5} \times 2,5)$

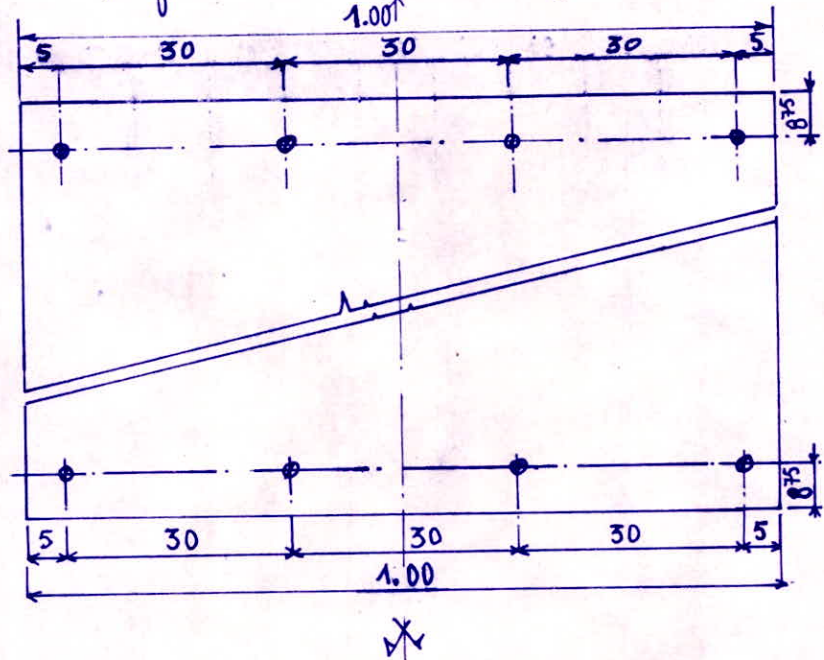
$W' \geq 4 cm$  (avec granulats concassés)



# Répartitions des aciers

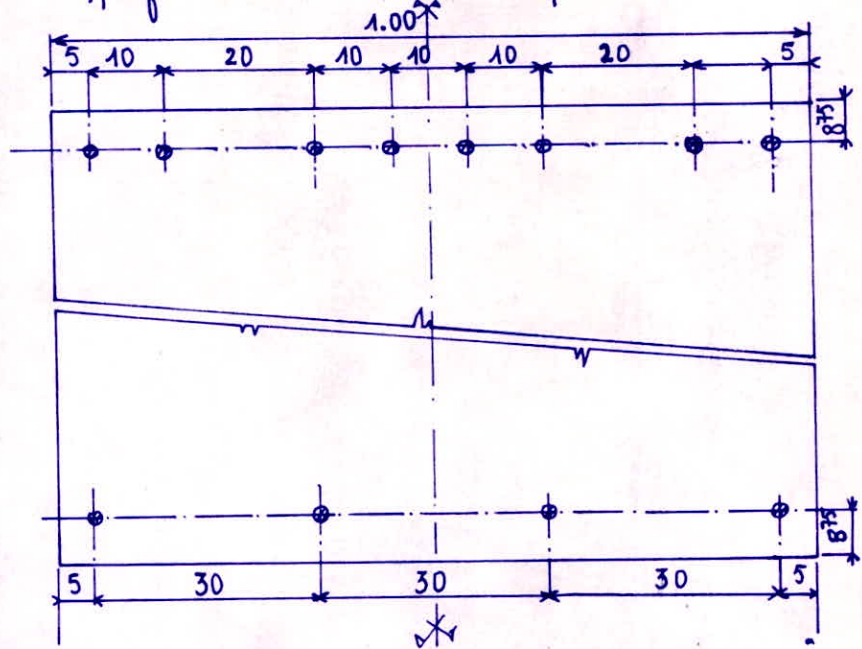
Section 1,21m :  $A_{sup} = 4T25 \rightarrow 19,636\text{cm}^2$

$A_{inf} = 4T25 \rightarrow 19,636\text{cm}^2$



Section 2,42m :  $A_{sup} = 8T25 \rightarrow 39,272\text{cm}^2$

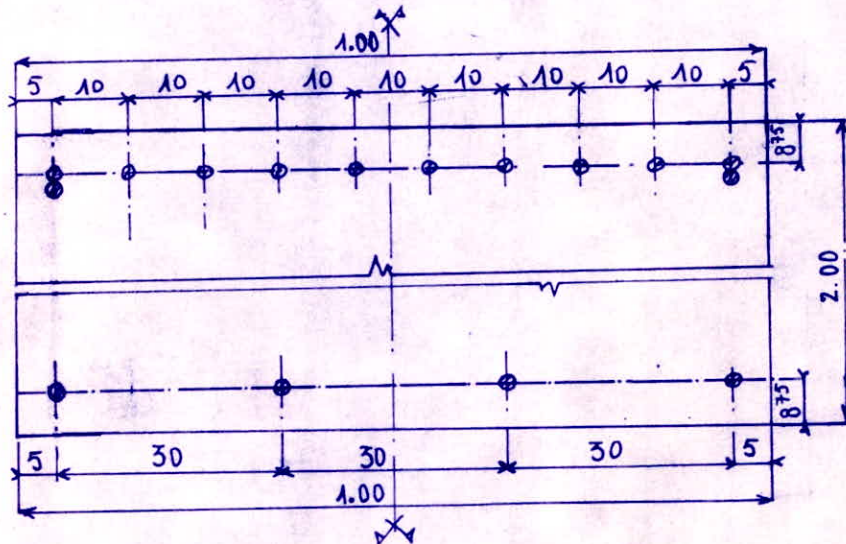
$A_{inf} = 4T25 \rightarrow 19,636\text{cm}^2$





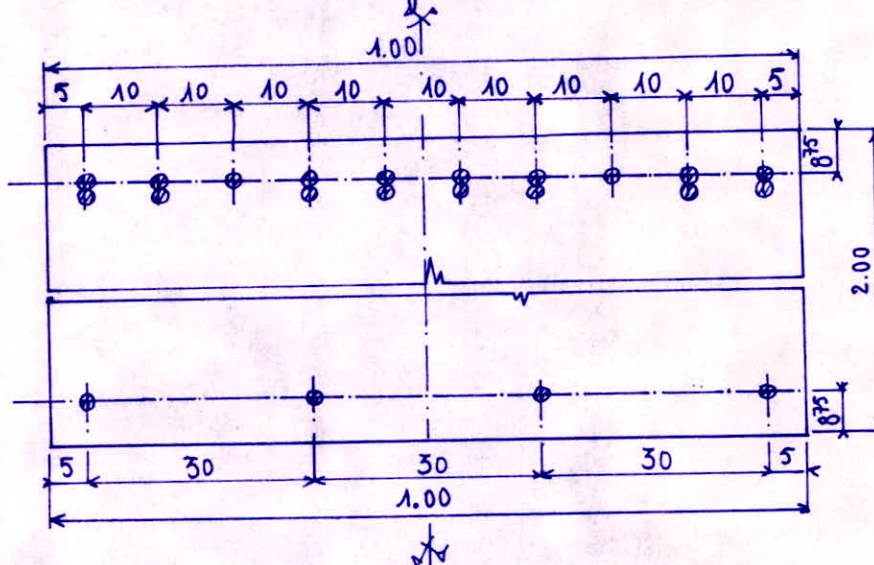
Section 3,63 m:  $A_{sup} = 12T25 \rightarrow 58,908 \text{ cm}^2$

$A_{inf} = 4T25 \rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$



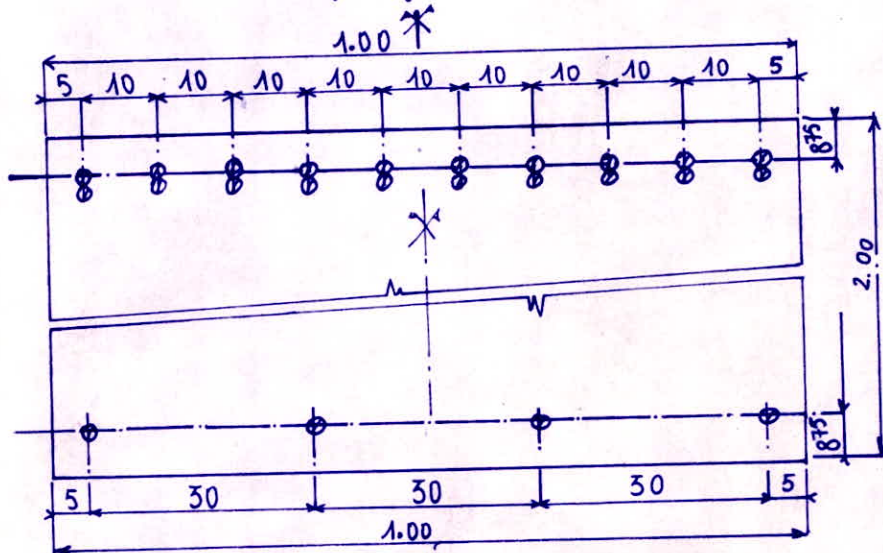
Section 4,84 m:  $A_{sup} = 18T25 \rightarrow 88,362 \text{ cm}^2$

$A_{inf} = 4T25 \rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$





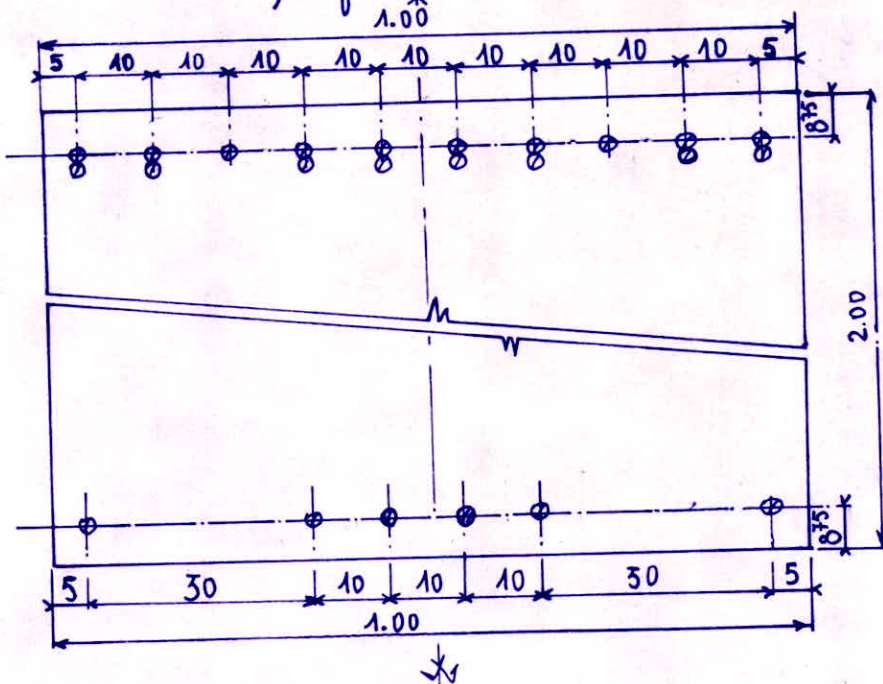
Section 6,05 m:  $A_{sup} = 20 T25 \rightarrow 98,18 \text{ cm}^2$   
 $A_{inf} = 4 T25 \rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$



Section 7,26 m:  $A_{sup} = 20 T25 \rightarrow 98,18 \text{ cm}^2$   
 $A_{inf} = 4 T25 \rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

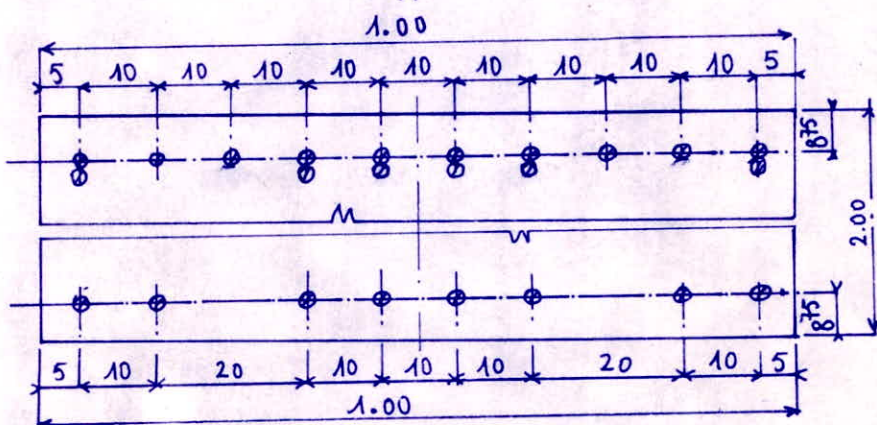
Adopter même répartition que pour la section 6,05 m

Section 8,47 m:  $A_{sup} = 18 T25 \rightarrow 88,362 \text{ cm}^2$   
 $A_{inf} = 6 T25 \rightarrow 29,454 \text{ cm}^2$

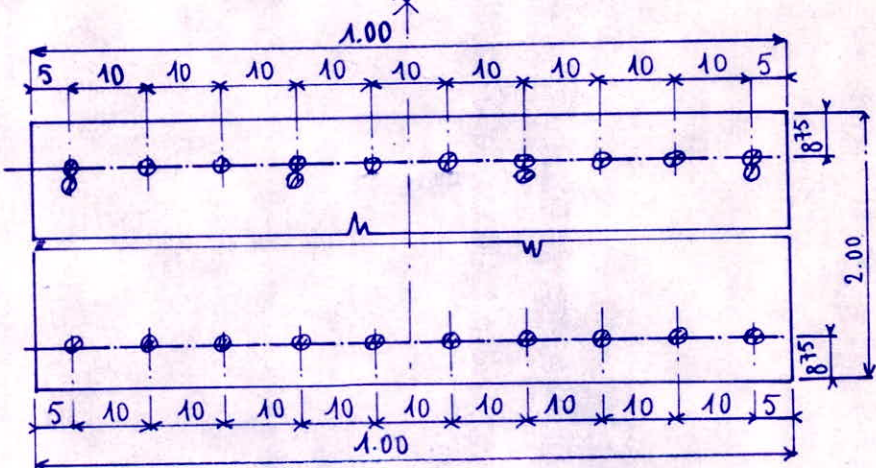




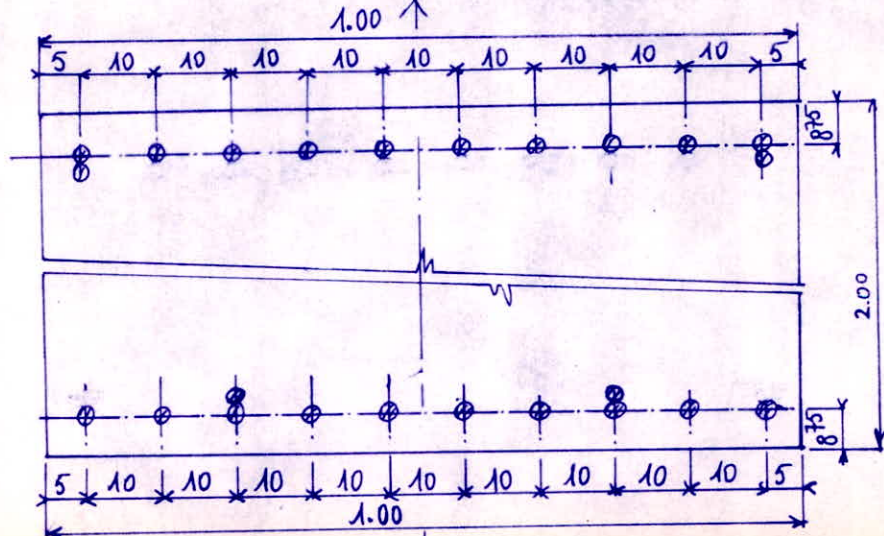
Section 9,68 m:  $A_{sup} = 16 T25 \rightarrow 78,544 \text{ cm}^2$   
 $A_{inf} = 8 T25 \rightarrow 39,272 \text{ cm}^2$



Section 10,89 m:  $A_{sup} = 14 T25 \rightarrow 68,726 \text{ cm}^2$   
 $A_{inf} = 10 T25 \rightarrow 49,09 \text{ cm}^2$



Section 12,10 m:  $A_{sup} = A_{inf} = 12 T25 \rightarrow 58,908 \text{ cm}^2$





# "Bras de levier" des différentes sections

Les différentes étapes nécessaires à la détermination du bras de levier élastique sont les suivantes:

## 1/ Position de l'axe neutre:

Soit à déterminer  $y$  solution de l'équation:

$$\frac{by^2}{2} + nAy - nAh = 0$$

- $h = 190 \text{ cm}$ : hauteur utile
- $n = 15$ : coefficient d'équivalence.
- $A$ : Section des armatures au droit de la section considérée
- $b = 100 \text{ cm}$ : largeur de la poutre (tranche:  $200 \times 100 \text{ cm} \times \text{cm}$ )

## 2/ Moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA(h-y)^2$$

## 3/ Moment statique $S_0$ :

$$S_0 = nA(h-y)$$

## 4/ Bras de levier élastique: " $z$ "

$$z = I/S_0$$

### Section 1,21 m:

\* Armatures Supérieures:  $A_{sup}: 4T25 \rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

#### 1/ Position de l'axe neutre:

$$\frac{100y^2}{2} + (15 \times 19,636)y - (15 \times 190)19,636 = 0$$

$$50y^2 + 294,54y - (2850 \times 19,636) = 0$$

$$50y^2 + 294,54y - 55962,6 = 0$$

$$\Delta = (294,54)^2 + (4 \times 50 \times 55962,6) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 3358,463$$

$$y_1 = \frac{-294,54 + \sqrt{\Delta}}{100} = 30,64 \text{ cm.}$$

$$y_2 = \frac{-294,54 - \sqrt{\Delta}}{100} : \text{ne convient pas}$$



### Section 1,21m : / Suite

2/ Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (30,64)^3 + (15 \times 19,636) (190 - 30,64)^2$$

$$I = 8438860,3 \text{ cm}^4$$

3/ Moment Statique  $S_0$ :

$$S_0 = 15 \times 19,636 (190 - 30,64)$$

$$S_0 = 46937,894 \text{ cm}^3$$

4/ Bras de levier élastique

$$z = 8438860,3 / 46937,894$$

$$z = 180 \text{ cm}$$

\* Armatures inférieures:

$$A_{\text{inf}} = A_{\text{sup}} = 4 \text{ T25} \rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$$

nous aurons le même bras de levier :

$$z = 180 \text{ cm}$$

### • Section 2,42m

\* Armatures Supérieures:  $A_{\text{sup}} = 8 \text{ T25} \rightarrow 39,272 \text{ cm}^2$

1/ Axe neutre:

$$50y^2 + (15 \times 39,272)y - 2850 \times 39,272 = 0$$

$$50y^2 + 589,08y - 111925,2 = 0$$

$$\Delta = (589,08)^2 + (200 \times 111925,2) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 4767,8$$

$$y = \frac{-589,08 + \sqrt{\Delta}}{100} = 41,79 \text{ cm}$$

$$2/ I = \frac{100}{3} \cdot (41,79)^3 + (15 \times 39,272) (190 - 41,79)^2$$

$$I = 15372592 \text{ cm}^4$$



• Section 2,42m / Suite:

$$3/ S_o = 15 \times 39,272 (190 - 41,79) = 87307,546 \text{ cm}^3$$

$$4/ \boxed{z = 176 \text{ cm}}$$

\* Armatures inférieures:  $A_{inf} = 4T25 \longrightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

$$\boxed{z = 180 \text{ cm}}$$

• Section 3,63m:

\* Armatures Supérieures:  $A_{sup} = 12T25 \longrightarrow 58,908 \text{ cm}^2$

1/ Axe neutre:

$$50y^2 + (15 \times 58,908)y - (2850 \times 58,908) = 0$$

$$50y^2 + 883,62y - 167887,8 = 0$$

$$\Delta = (883,62)^2 + (200 \times 167887,8) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 5861,60$$

$$y = \frac{-883,62 + \sqrt{\Delta}}{100} = 49,78 \text{ cm}$$

2/ Moment d'inertie:

$$I = \frac{100}{3} (49,78)^3 + (15 \times 58,908) (190 - 49,78)^2$$

$$I = 21485334 \text{ cm}^4$$

3/ Moment statique:

$$S_o = 15 \times 58,908 (190 - 49,78)$$

$$S_o = 123901,19 \text{ cm}^3$$

4/ Bras de levier:

$$z = 21485334 / 123901,19$$

$$\boxed{z = 173 \text{ cm}}$$

\* Armatures inférieures:  $A_{inf}: 4T25 \longrightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

$$\boxed{z = 180 \text{ cm}}$$



\* Section 4,84 m:

\* Armatures supérieures:  $A_{sup} = 18T25 \rightarrow 88,362 \text{ cm}^2$

1/ Axe neutre:

$$50y^2 + (15 \times 88,362)y - (2850 \times 88,362) = 0$$

$$50y^2 + 1325,43y - 251831,7 = 0$$

$$\Delta = (1325,43)^2 + (200 \times 251831,7) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 7219,6$$

$$y = \frac{-1325,43 + \sqrt{\Delta}}{100} = 58,94 \text{ cm}$$

2/ Moment d'inertie:

$$I = \frac{100}{3} (58,94)^3 + (15 \times 88,362) (190 - 58,94)^2$$

$$I = 29591646 \text{ cm}^4$$

3/ Moment statique:

$$S_o = (15 \times 88,362) (190 - 58,94)$$

$$S_o = 173710,85 \text{ cm}^3$$

4/ Bras de levier:

$$z = 29591646 / 173710,85$$

$$z = 170 \text{ cm}$$

\* Armatures inférieures:  $A_{inf} : 4T25 \rightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

$$z = 180 \text{ cm}$$



• Section 6,05 m:

\* Armatures supérieures :  $A_{sup} = 20 T 25 \longrightarrow 98,18 \text{ cm}^2$

1/ Axe neutre :

$$50y^2 + (15 \times 98,18)y - (2850 \times 98,18) = 0$$

$$50y^2 + 1472,7y - 279813 = 0$$

$$\Delta = (1472,7)^2 + (200 \times 279813) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 7624,4$$

$$y = (-1472,7 + \sqrt{\Delta}) / 100$$

$$y = 61,52 \text{ cm}$$

2/ Moment d'inertie :

$$I = \frac{100}{3} (61,52)^3 + (15 \times 98,18) (190 - 61,52)^2$$

$$I = 32071200 \text{ cm}^4$$

3/ Moment statique :

$$S_0 = 15 \times 98,18 (190 - 61,52)$$

$$S_0 = 189212,49 \text{ cm}^3$$

4/ Bras de levier :

$$z = 32071200 / 189212,49$$

$$z = 169,5 \text{ cm.}$$

\* Armatures inférieures :  $A_{inf} : 4 T 25 \longrightarrow 19,636 \text{ cm}^2$

$$z = 180 \text{ cm}$$



• Section 7,26 m:

\* Armatures supérieures:  $A_{sup} = 20 T25 \longrightarrow 98,18 \text{ cm}^2$   
 $\bar{z} = 169,5 \text{ cm}$

\* Armatures inférieures:  $A_{inf} = 4 T25 \longrightarrow 19,636 \text{ cm}^2$   
 $\bar{z} = 180 \text{ cm}$

• Section 8,47 m:

\* Armatures supérieures:  $A_{sup} = 18 T25 \longrightarrow 88,362 \text{ cm}^2$   
 $\bar{z} = 170 \text{ cm}$

\* Armatures inférieures:  $A_{inf} = 6 T25 \longrightarrow 29,454 \text{ cm}^2$

1/ Axe neutre:  $50y^2 + (15 \times 29,454)y - (2850 \times 29,454) = 0$

$$50y^2 + 441,81y - 83943,9 = 0$$

$$\Delta = (441,81)^2 + (200 \times 83943,9) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 4121,2$$

$$y = (-441,81 + \sqrt{\Delta}) / 100 = 36,79 \text{ cm}$$

2/ Moment d'inertie:

$$I = \frac{100}{3} (36,79)^3 + (15 \times 29,454) (190 - 36,79)^2$$

$$I = 12030587 \text{ cm}^4$$

3/ Moment statique:

$$S_0 = 15 \times 29,454 (190 - 36,79)$$

$$S_0 = 67689,71 \text{ cm}^3$$

4/ bras de levier:

$$\bar{z} = 12030587 / 67689,71$$

$$\bar{z} = 178 \text{ cm}$$



• Section 9,68 m:

\* Armatures supérieures:  $A_{sup} = 16 T25 \longrightarrow 78,544 \text{ cm}^2$

1/ Axe neutre:

$$50 y^2 + (15 \times 78,544) y - (2850 \times 78,544) = 0$$

$$50 y^2 + 1178,16 y - 223850,4 = 0$$

$$\Delta = (1178,16)^2 + (200 \times 223850,4) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 6794$$

$$y = (-1178,16 + \sqrt{\Delta}) / 100$$

$$y = 56,16 \text{ cm}$$

2/ Moment d'inertie:

$$I = \frac{100}{3} (56,16)^3 + (15 \times 78,544) (190 - 56,16)^2$$

$$I = 27008737 \text{ cm}^4$$

3/ Moment statique:

$$S_0 = (15 \times 78,544) (190 - 56,16)$$

$$S_0 = 157684,93 \text{ cm}^3$$

4/ Bras de levier:

$$\bar{z} = 27008737 / 157684,93$$

$$\boxed{\bar{z} = 171 \text{ cm}}$$

\* Armatures inférieures:  $A_{inf} = 8 T25 \longrightarrow 39,272 \text{ cm}^2$

$$\boxed{\bar{z} = 176 \text{ cm}}$$

• Section 10,89 m:

\* Armatures supérieures:  $A_{sup} = 14 T25 \longrightarrow 68,726 \text{ cm}^2$

1/ Axe neutre:  $50 y^2 + (15 \times 68,726) y - (2850 \times 68,726) = 0$

$$50 y^2 + 1030,89 y - 195869,1 = 0$$

$$\Delta = (1030,89)^2 + (200 \times 195869,1) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 6343,23$$

$$y = (-1030,89 + \sqrt{\Delta}) / 100$$

$$y = 53,12 \text{ cm}$$



• Section 10,89 m / Suite :

2/ Moment d'inertie :  $I = \frac{100}{3} (53,12)^3 + (15 \times 68,726) (190 - 53,12)^2$   
 $I = 24311244 \text{ cm}^4$

3/ Moment statique :  $S_o = 15 \times 68,726 (190 - 53,12)$   
 $S_o = 141108,22 \text{ cm}^3$

4/ Bras de levier :  $z = 24311244 / 141108,22$

$$z = 172 \text{ cm}$$

\* Armatures inférieures :  $A_{inf} = 10T25 \longrightarrow 49,09 \text{ cm}^2$

1/ Axe neutre :  $50y^2 + (15 \times 49,09)y - (2850 \times 49,09) = 0$

$$50y^2 + 736,35y - 139906,5 = 0$$

$$\Delta = (736,35)^2 + (200 \times 139906,5) \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 5340,74$$

$$y = (-736,35 + \sqrt{\Delta}) / 100$$

$$y = 46,04 \text{ cm}$$

2/ Moment d'inertie :  $I = \frac{100}{3} (46,04)^3 + (15 \times 49,09) (190 - 46,04)^2$   
 $I = 18513476 \text{ cm}^4$

3/ Moment statique :  $S_o = 15 \times 49,09 (190 - 46,04)$   
 $S_o = 106004,94 \text{ cm}^3$

3/ Bras de levier :  $z = (18513476) / (106004,94)$

$$z = 175 \text{ cm}$$



• Section 12,10 m:

\* Armatures supérieures:  $A_{sup} : 12T25 \rightarrow 58,904 \text{ cm}^2$

$$\bar{z} = 173 \text{ cm}$$

\* Armatures inférieures:  $A_{inf} = 12T25 \rightarrow 58,904 \text{ cm}^2$

$$\bar{z} = 173 \text{ cm}$$

## ARRÊTS DES BARRES

• Restrictions:

En une section donnée, il ne sera pas autorisé de jonction bout à bout pour plus de 2 barres.

Longueur de scellement droit.  $l_d$ :

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$$

•  $\bar{\sigma}_d = 4,5 \bar{\sigma}_b$  : nous disposons d'aciers H.A. ancrés en pleine masse

$$\bar{\sigma}_b = 7 \text{ bars.}$$

$$\phi = 2,5 \text{ cm}$$

•  $\bar{\sigma}_a = 2600 \text{ bars}$  : pour avoir une majoration de  $l_d$ .

$$l_d = \frac{2,5}{4} \cdot \frac{2600}{4,5 \times 7} = 51,6 \text{ cm}$$

$$\text{Adaptons } l_d = 55 \text{ cm}$$

• Épure d'arrêt des barres:

La courbe enveloppe des moments sera décalée.  
Une section, située à la distance  $x$  et pour laquelle le bras de levier est  $z$ , sera calculée avec le moment trouvé pour la section, située à la distance  $(x + \frac{z}{2})$  ou  $(x - \frac{z}{2})$  selon le cas le plus défavorable.

• Moments résistants:

La courbe des moments résistants doit rester au dessus de la courbe des moments exercés déplacée comme indiqué précédemment (ceci étant valable pour les moments négatifs).

Pour les moments positifs, la courbe des moments résistants doit rester en dessous de l'enveloppe des moments exercés.

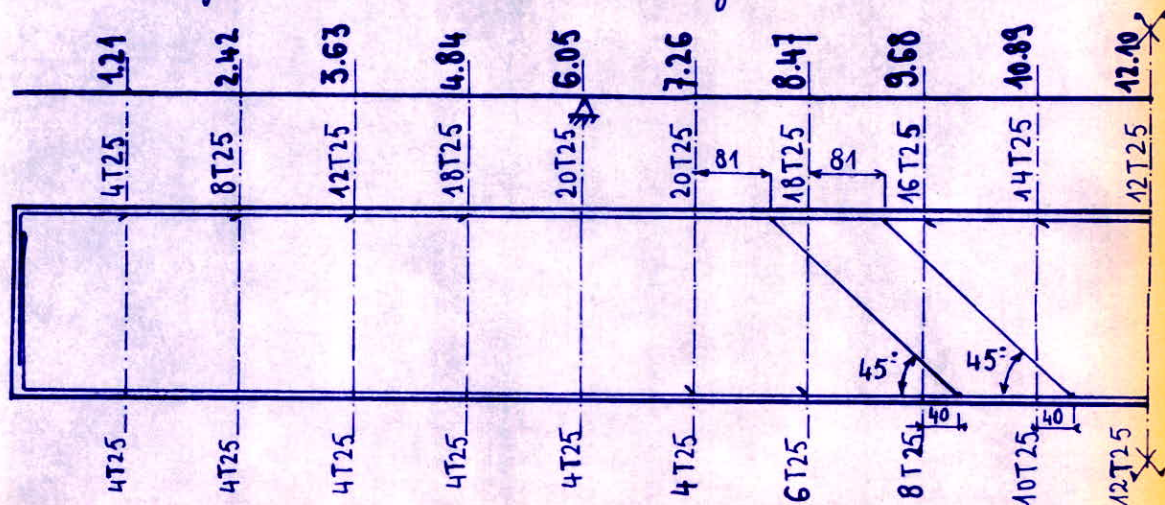


## Tableau des moments résistants

Section	arm. supérieures $M_r = A_s \cdot \bar{\sigma}_s \cdot \bar{\sigma}_a \text{ (t.m)}$				arm. inférieures $M_r = A_s \cdot \bar{\sigma}_s \cdot \bar{\sigma}_a \text{ (t.m)}$			
	$A_{sup}$	$\bar{J} \text{ (cm)}$	$M_{résist}$	$M_{exerc.}$	$A_{inf.}$	$\bar{J} \text{ (cm)}$	$M_{résist.}$	$M_{exerc.}$
1.21	4T25	180	58	54	4T25	180	58	00
2.42	8T25	176	113	112	4T25	180	58	00
3.63	12T25	173	167	165	4T25	180	58	00
4.84	18T25	170	264	260	4T25	180	58	00
6.05	20T25	169,5	333	290	4T25	180	58	00
7.26	20T25	169,5	333	276	4T25	180	58	50
8.47	18T25	170	264	230	6T25	178	85,9	60
9.68	16T25	171	220	184	8T25	176	113	76
10.89	14T25	172	193,6	160	10T25	175	140,7	108
12.10	12T25	173	167	140	12T25	173	167	127

### schéma représentatif

\* La résistance à l'effort tranchant a déjà été faite antérieurement (en p. 106)  
 Nous procéderons néanmoins à des relevages de laines (selon des angles de 45°) de façon à assurer une certaine rigidité à l'ensemble des laines.





# Armatures dans le sens transversal

- \* Le calcul des armatures a été fait dans le sens longitudinal car les portées sont plus importantes longitudinalement que transversalement.
  - longitudinalement : portée  $L = 24,2\text{ m}$
  - transversalement : portée  $l = 8,50\text{ m}$
- \* Les tranches longitudinales étant raidies par les aciers calculés (précédemment p 108 à p. 129), elles joueront le rôle d'appui relatif aux tranches transversales.
- \* Les tranches étant sollicitées de la même manière (c'est à dire que les charges et surcharges sont identiques pour les 2 sens : poids propre  $5\text{ t/ml}$ , surcharge  $3\text{ t/ml}$ , surcharge camion  $16\text{ t}$  par essieu), par proportionnalité
 
$$l/L = 8,5 / 24,2 = 0,35 \Rightarrow A_l / A_L = 0,35$$

Désignons par : \*  $A_L$  : la section d'armatures longitudinales

\*  $A_l$  : la section d'armatures transversales

Ces armatures transversales joueront le rôle d'armatures de construction, pour constituer un ensemble rigide conjointement aux armatures longitudinales. Nous adopterons le même écartement pour toutes les lames transversales.

Dans les situations extrêmes :

$$* A_{L\text{sup}} = 20\text{ T}25 \longrightarrow 98,18\text{ cm}^2 = (\text{Extremum en section } 6.05\text{ m})$$

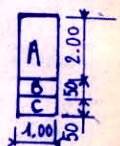
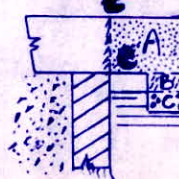
$$* A_{l\text{sup}} = 0,35 A_{L\text{sup}} = 0,35 \times 98,18 = 34,363\text{ cm}^2$$

Ces 7 lames T25 devant être réparties sur une tranche de  $1\text{ m}$  de large nous adoptons donc un écartement de  $15\text{ cm}$  entre chaque lame. Cela présentera en outre l'avantage d'avoir aux mêmes sections des armatures transversales et des étrésoirs (HA 10) (calculés en page 106).

## \* Vérification de ces armatures pour la Console :

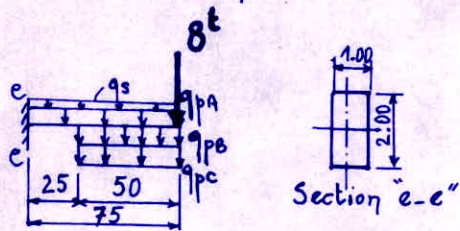
nous désignons par Console, la retombée au niveau de la poutre de couronnement, du côté Mer (comme indiqué sur le schéma suivant) :

- \* A : branche horizontale
- \* B : retombée émergée
- \* C : retombée immergée





Le schéma statique de la console dessinée sera le suivant:



De par sa masse et sa rigidité, l'ensemble situé à gauche de la section "e-e" (du côté terre) constitue un appui triple pour la console (Côté mer). La réinfication de la console sera établie pour la section d'encastrement e-e qui est la plus sollicitée.

\* Sous le Camion: Par mesure sécuritaire, le camion sera placé sur le bord extrême du quai, il donnera un moment d'encastrement  $M_{ec}$   
 $M_{ec} = 8 \times 0,75 = 6 \text{ t.m}$  (8t: Cône roue du la tranchée)  
 $M_{ecm} = 6 \times 1,2 \times 1,4 = 10,08 \text{ t.m}$ : Moment d'encastrement majoré

\* Sous poids propres:

• partie A:  $q_{pA} = 5 \text{ t/ml} \Rightarrow M_{epA} = \frac{5 \times (0,75)^2}{2} = 1,41 \text{ t.m}$

• partie B:  $q_{pB} = (2,5 \times 1 \times 0,5) = 1,25 \text{ t/ml}$   
 $M_{epB} = 1,25 \times 0,5 \left(0,25 + \frac{0,5}{2}\right) = 0,3125 \text{ t.m}$

• partie C:  $q_{pC} = (1,5 \times 1 \times 0,5) = 0,75 \text{ t/ml}$   
 $M_{epC} = 0,75 \times 0,5 \left(0,25 + \frac{0,5}{2}\right) = 0,1875 \text{ t.m}$

\* Sous surcharge:  $3 \text{ t/ml}$ :  $q_s = 3 \text{ t/ml}$

$$M_{es} = 3 \times \frac{(0,75)^2}{2} = 0,84375 \text{ t.m}$$

Le moment d'encastrement résultant sera:

$$M_{re} = 12,84 \text{ t.m} \quad M_{re} = (M_{ecm} + M_{epA} + M_{epB} + M_{epC} + M_{es})$$

La section d'acier nécessaire sera:  $A = M / (\bar{\sigma}_s \cdot \bar{\sigma}_a)$   $\bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_a = 1606 \text{ bars}$ : HA25

$$A = (12,84 \times 10^5) / \left(\frac{7}{8} \times 190 \times 1606 \times 1,02\right) \quad \bar{\sigma}_s = \frac{7}{8} \bar{\sigma}_a = \frac{7}{8} \times 190$$

$$A = 4,72 \text{ cm}^2 \quad 1T25 \rightarrow 4,909 \text{ cm}^2$$

Les armatures déterminées (p. 130) seront conservées pour la console:

1T25 tous les 15 cm (pour des raisons constructives)



# Vérification des sections

« Nos calculs, pour la détermination des sections d'armatures ont été assez expéditifs, aussi sommes-nous contraints de procéder à deux vérifications :

- l'une concernant la résistance du béton comprimé
- l'autre concernant les aciers tendus

## 1/ Moment résistant du béton:

Le moment résistant ( $M_{Rb}$ ) du béton sera comparé au moment exercé extrême soit  $M_{sup} = 290,89 \text{ t.m}$  (en section 6,05m). Ayant des sections rectangulaires sans armatures comprimées, nous considérons que:

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 2 \times 92,5 = 185 \text{ barr.}$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{(\bar{\sigma}_a + n \bar{\sigma}'_b)} = \frac{15 \times 185}{1606 + (15 \times 185)} = 0,633417$$

Le moment résistant du béton comprimé sera donc:

$$M_{Rb} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot \alpha \cdot h^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$M_{Rb} = \frac{1}{2} \cdot 185 \times 1,02 \times 100 \times 0,633417 \times (130)^2 \left(1 - \frac{0,633417}{3}\right)$$

$$M_{Rb} = 1702 \text{ t.m}$$

$$(M_{Rb} = 1702 \text{ t.m}) > (M_{sup_{exercee}} = 291 \text{ t.m})$$

Les armatures comprimées n'étaient pas nécessaires. Le béton résiste convenablement aux moments exercés (conjointement aux aciers tendus)

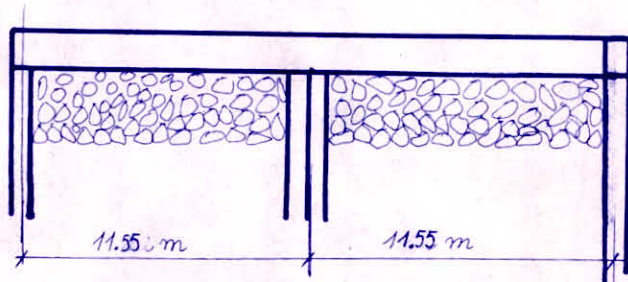
## 2/ Moment résistant des aciers:

Les épreuves d'arrêt des laines ont été déjà établies (le schéma figure en page 105), aucun risque n'est à craindre concernant le moment résistant des aciers ( $M_{Ra} = 4,3 \cdot \bar{\sigma}_a$ ) qui reste supérieur au moment exercé en toute section de la poutre.

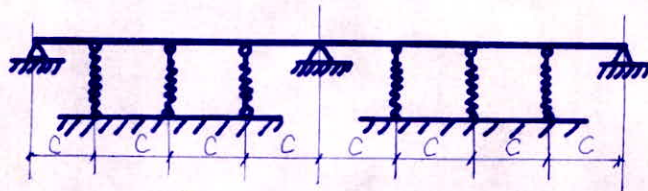


## 2. tranche sous ( Surcharge uniforme 3t/m. poids propre Surcharges grues )

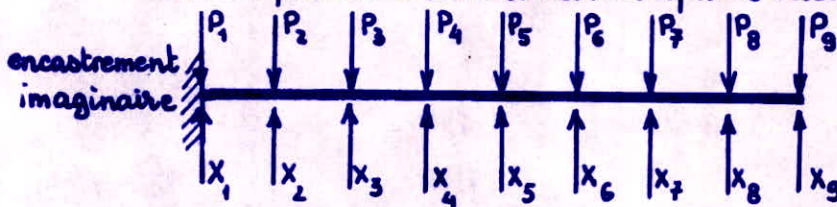
La tranche que l'on calculera est sujette à la disposition suivante :



On peut aussi expliciter le phénomène par le schéma statique suivant :



On adopte alors le schéma statique de base suivant :



\* On pourra supprimer  $P_1, P_5, P_9$  sur les appuis rigides et les considérer après le calcul pour obtenir les vraies réactions  $X_1, X_5, X_9$ .

\*  $X_1$  sera déterminé par l'équation d'équilibre suivante :

$$X_1 + X_2 + \dots + X_9 - \sum P_i = 0$$

Le système d'équations canoniques sera alors :

$$X_2 \cdot \delta_{22} + X_3 \cdot \delta_{23} + \dots + \delta_{29} \cdot X_9 - a_2 \cdot \varphi_0 + \Delta_{2p} = 0$$

$$X_2 \cdot \delta_{32} + X_3 \cdot \delta_{33} + \dots + \delta_{39} \cdot X_9 - a_3 \cdot \varphi_0 + \Delta_{3p} = 0$$

$$X_2 \cdot \delta_{92} + X_3 \cdot \delta_{93} + \dots + X_9 \cdot \delta_{99} - a_9 \cdot \varphi_0 + \Delta_{9p} = 0$$

$$X_2 \cdot a_2 + X_3 \cdot a_3 + \dots + X_9 \cdot a_9 - \sum M_i = 0$$

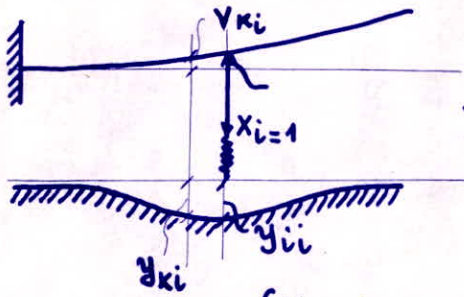
avec les inconnues  $X_1, X_2, \dots, X_9, \varphi_0$



$$a_1 = 0, a_2 = c \dots a_9 = 8c = 23,10 \text{ m}$$

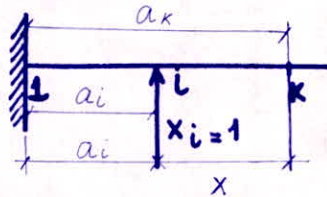
et  $\delta_{ik} = \delta_{ki}$





En calculant  $\delta_{ki}$ , il faut considérer la flexion de la poutre  $V_{ki}$ , et la déformation élastique du remblai  $y_{ki}$ .

$$V_{ki} = \int \frac{M_k \cdot M_i}{E \cdot I} \cdot dx = \frac{a_i^3}{6EI} \cdot \left( 3 \cdot \frac{a_k}{a_i} - 1 \right) = \frac{C^3}{6EI} \cdot W_{ki}$$



$$V_{ki} = \frac{C^3}{6EI} \cdot W_{ki}$$

$$W_{ki} = \left( \frac{a_i}{C} \right)^3 \cdot \left( 3 \cdot \frac{a_k}{a_i} - 1 \right)$$

Les valeurs de  $W_{ki}$  sont données dans un tableau numérique

$$y_{ki} = \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi \cdot E_0 \cdot C} \cdot F_{ki}$$

où les  $F_{ki}$  sont donnés par le professeur Jemotchkine dans un tableau numérique. (deduits à partir de  $\frac{x}{c}$ )

alors, on obtient:

$$\delta_{ki} = y_{ki} + V_{ki} = \frac{C^3}{6EI} \cdot W_{ki} + \frac{1 - \mu_0^2}{\pi \cdot C \cdot E_0} \cdot F_{ki} = (F_{ki} + \alpha \cdot W_{ki}) \cdot \frac{1 - \mu_0^2}{\pi \cdot C \cdot E_0}$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{\pi \cdot C^4 \cdot E_0}{6 \cdot (1 - \mu_0^2) \cdot E \cdot I}$$

$E, E_0, I, \mu_0$  définis précédemment dans le calcul de la poutre sur remblai.

Une fois les  $x_i$  calculés, on peut trouver la réaction de la fondation  $p_i$ , par la relation:  $p_i = \frac{x_i}{c \cdot b}$  où  $b$ : l'argueur de la poutre

Puis finalement, on en déduit  $M_i, Q_i$  en utilisant le schéma statique.

\* Pour les appuis rigides, on aura  $y_{ki} = 0$

on en déduit:

$$\begin{cases} F_{1i} = 0 & F_{k1} = 0 \\ F_{5i} = 0 & F_{k5} = 0 \\ F_{9i} = 0 & F_{k9} = 0 \end{cases}$$

\*\* Les  $\Delta_{kp}$  seront calculés comme suit:

$$\Delta_{kp} = \sum_{R_p} \alpha_i \cdot W_{Pi} \quad \text{avec } \alpha_i = \frac{C^3}{6EI}$$

$W$  est donné dans un tableau numérique par Pr. Jemotchkine



### 1. Calcul des $F_{ki}$ :

$\begin{matrix} i \\ k \end{matrix}$	2	3	4	5	6	7	8	9
2	0	-3,296	-4,751	0	-6,154	-6,602	-6,967	0
3	-3,296	0	-3,296	0	-5,574	-6,154	-6,602	0
4	-4,751	-3,296	0	0	-4,751	-5,574	-6,154	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0
6	-6,154	-5,574	-4,751	0	0	-3,296	-4,751	0
7	-6,602	-6,154	-5,574	0	-3,296	0	-3,296	0
8	-6,967	-6,602	-6,154	0	-4,751	-3,296	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0

Calcul de  $c$ :  $8c = 23,10\text{m} \Rightarrow c = 2,89\text{m}$

Calcul de  $\alpha$ :  $\alpha = \frac{c^4 \cdot E_0 \cdot \pi}{6(1 - \bar{\nu}_0^2) \cdot EI} = \frac{2,89^4 \cdot 10^6 \cdot \pi \cdot 12}{6 \cdot (1 - 0,1^2) \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot 16} = 9,22$

Calcul de  $\alpha'$ :  $\alpha' = \frac{1 - M_0^2}{\pi \cdot c \cdot E_0} = \frac{1 - 0,1^2}{\pi \cdot 2,89 \cdot 10^6} = 1,07 \cdot 10^{-7} \text{ T}^{-1} \cdot \text{m}$

### 2. Calcul des $\alpha \cdot W_{ki}$ :

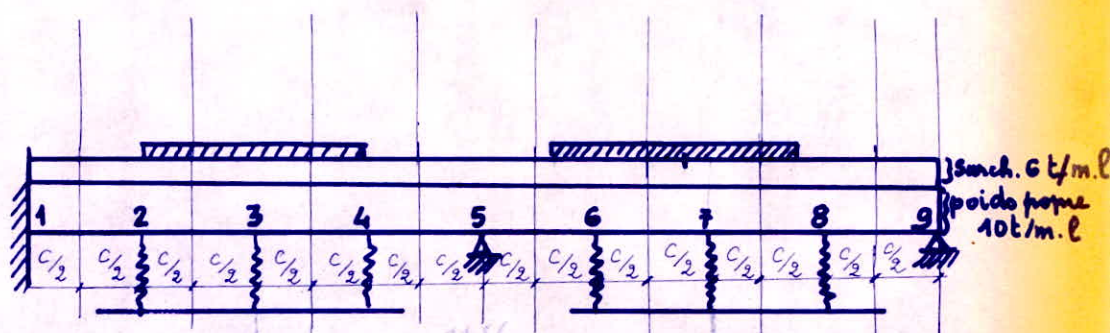
$\begin{matrix} W \\ k \end{matrix} \backslash i$	2	3	4	5	6	7	8	9
2	18,44	46,10	73,76	101,42	129,08	156,74	184,4	212,06
3	46,10	147,52	258,16	368,8	479,44	590,08	700,72	811,36
4	73,76	101,42	497,88	746,82	995,76	1244,7	1493,64	1742,58
5	101,42	368,8	746,82	1180,16	1622,72	2065,28	2507,84	2950,4
6	129,08	479,44	995,76	1622,72	2305	2996,5	3688	4379,5
7	156,74	590,08	1244,7	2065,28	2996,5	3983,04	4978,8	5974,56
8	184,4	700,72	1493,64	2507,84	3688	4978,8	6324,92	7680,26
9	212,06	811,36	1742,58	2950,4	4379,5	5974,56	7680,26	9441,28



### 3. Calcul des $[F_{ki} + \alpha \cdot W_{ki}] \cdot \alpha' = \delta_{ki}$

$10^7 \cdot \delta_{ki}$ K	2	3	4	5	6	7	8	9
2	19,74	45,80	73,84	108,52	131,53	160,65	189,85	226,90
3	45,80	157,85	272,70	394,62	507,04	624,80	742,70	827,59
4	73,84	272,70	532,73	799,10	1060,38	1325,25	1591,61	1864,56
5	108,52	394,62	799,10	1262,77	1736,31	2209,85	2683,40	3156,93
6	131,53	507,04	1060,38	1736,31	2466,35	3202,73	3941,08	4686,07
7	160,65	624,80	1325,25	2209,85	3202,73	4261,85	5323,79	6392,80
8	189,85	742,70	1591,61	2683,40	3941,08	5323,79	6767,66	8217,88
9	226,90	868,16	1864,56	3156,93	4686,07	6392,80	8217,88	10102,2

### 4. Calcul des $P_i$ :



$P_1$	23,12 t
$P_2$	205,05 t
$P_3$	481,27 t
$P_4$	205,05 t

$P_5$	46,24 t
$P_6$	100,50 t
$P_7$	143,34 t
$P_8$	62,87 t
$P_9$	23,12 t



5. Calcul des  $\Delta_{KP}$ :  $\alpha_1 = \frac{C^3}{6.E.I} = \frac{2,89^3 \cdot 12}{6 \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot 16} = 1 \cdot 10^{-6}$

$\Delta_{KP} = -\alpha \cdot \sum P_i \cdot w_{kp}$   
 $\Rightarrow \Delta_{2P} = -\alpha_1 \cdot \sum P_i \cdot w_{2P}$

$10^6 \cdot \Delta_{2P}$

$P_i$	$w$	$\alpha_1 \cdot w \cdot P_i$
23,12	—	—
205,05	2	410,04
481,27	5	2406,35
205,05	8	1640,4
46,24	11	508,64
100,50	14	1407
143,34	17	2436,80
62,87	20	1257,4
23,12	23	531,76
		$1,06 \cdot 10^{-2}$

$10^6 \cdot \Delta_{3P}$

$P_i$	$w$	$\alpha_1 \cdot w \cdot P_i$
23,12	—	—
205,05	5	1025,25
481,27	16	7700,32
205,05	28	5741,4
46,24	40	1849,6
100,50	52	5226
143,34	64	9173,80
62,87	76	4778,12
23,12	88	2034,56
		$3,75 \cdot 10^{-2}$

$10^6 \cdot \Delta_{4P}$

$P_i$	$w$	$\alpha_1 \cdot w \cdot P_i$
23,12	—	—
205,05	8	1640,40
481,27	28	13475,60
205,05	54	11072,70
46,24	81	3745,44
100,50	108	10854
143,34	135	19350,9
62,87	162	10184,94
23,12	189	4369,70
		$7,47 \cdot 10^{-2}$

$10^6 \cdot \Delta_{5P}$

$P_i$	$w$	$\alpha_1 \cdot w \cdot P_i$
23,12	—	—
205,05	11	2255,6
481,27	40	19250,8
205,05	81	16609,05
46,24	128	5918,72
100,50	176	17688
143,34	224	32108,2
62,87	272	17100,64
23,12	320	7398,4
		$11,83 \cdot 10^{-2}$

$10^6 \cdot \Delta_{6P}$

$P_i$	$w$	$\alpha_1 \cdot w \cdot P_i$
23,12	—	—
205,05	14	2870,7
481,27	62	25026,04
205,05	108	22145,4
46,24	176	8138,24
100,50	250	25125
143,34	325	46585,5
62,87	400	25148
23,12	475	10982
		$16,60 \cdot 10^{-2}$

$10^6 \cdot \Delta_{7P}$

$P_i$	$w$	$\alpha_1 \cdot w \cdot P_i$
23,12	—	—
205,05	17	3485,9
481,27	64	30801
205,05	135	27681
46,24	224	10358
100,50	325	32663
143,34	432	61923
62,87	540	33950
23,12	648	14982
		$24,60 \cdot 10^{-2}$



$\Delta g p$ 

$P_i$	$W$	$\alpha_i \cdot W \cdot P_i \cdot 10^9$
23,12	—	—
205,05	20	4101
481,27	76	36577
205,05	162	33218
46,24	272	12577
100,50	400	40200
143,34	540	77404
62,87	686	43129
23,12	833	19259
		$26,65 \cdot 10^2$

 $\Delta g p$ 

$P_i$	$W$	$\alpha_i \cdot W \cdot P_i \cdot 10^6$
23,12	—	—
205,05	23	4716
481,27	88	42362
205,05	189	38754
46,24	320	14796,8
100,50	475	47737,5
143,34	648	92884
62,87	833	52370
23,12	1024	23765
		$31,74 \cdot 10^2$



# resolution du systeme canonique

Le systeme d'equations precedemment enoncees que l'on devra resoudre pour determiner les forces  $x_1, x_2, \dots, x_g$  est le suivant

$$(*) \begin{cases} x_2 \cdot \delta_{22} + x_3 \cdot \delta_{23} + \dots + \delta_{2g} \cdot x_g - a_2 \cdot \varphi_0 + \Delta_{2p} = 0 \\ x_2 \cdot \delta_{32} + x_3 \cdot \delta_{33} + \dots + \delta_{3g} \cdot x_g - a_3 \cdot \varphi_0 + \Delta_{3p} = 0 \\ \vdots \\ x_2 \cdot \delta_{g2} + x_3 \cdot \delta_{g3} + \dots + x_g \cdot \delta_{gg} - a_g \cdot \varphi_0 + \Delta_{gp} = 0 \\ x_2 \cdot a_2 + x_3 \cdot a_3 + \dots + x_g \cdot a_g - \sum M_i = 0 \end{cases}$$

Ce systeme peut aussi s'ecrire :

$$\begin{bmatrix} \delta_{22} & \delta_{23} & \dots & \delta_{2g} & -a_2 \\ \delta_{32} & \delta_{33} & \dots & \delta_{3g} & -a_3 \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots \\ \delta_{g2} & \delta_{g3} & \dots & \delta_{gg} & -a_g \\ -a_2 & -a_3 & \dots & -a_g & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_g \\ \varphi_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\Delta_{2p} \\ -\Delta_{3p} \\ \vdots \\ -\Delta_{gp} \\ -\sum M_i \end{bmatrix}$$

La resolution par la methode de Gauss etant trop fastidieuse, on utilisera un programme de calcul sur ordinateur I.B.M 1130 du L.N.T.P pour la diagonaliser.

A titre d'information pour nos collegues appeles a une telle resolution, nous publions ce programme specifique a l'IBM 1130.

```
// JOB
LOG DRIVE      CART SPEC  CART AVAIL  PHY DRIVE
      0000          7000      7000      0002
                        0050      0000

V2  M07      ACTUAL 16K  CONFIG 16K

// FOR
* ONE WORD  INTEGERS
* LIST SOURCE PROGRAM
```



• IOCS (CARD, TYPEWRITER, KEYBOARD, 1132 PRINTER, PLOTTER, DISK)

```

      DIMENSION A(9,10)
      DO 10 K=1,9
        READ(2,45) (A(K,J), J=1,5)
        READ(2,45) (A(K,J), J=6,10)
40      CONTINUE
45      FORMAT (5E16.5)
      DO 1 K=1,8
        L=K+1
        DO 1 I=L,9
          IF(A(K,K)) 3,4,3
4      READ(3,41)
41      FORMAT(10X, 'MATRICE SINGULIERE')
          GO TO 20
          XM=A(I,K)/A(K,K)
          DO 1 J=L,10
            A(I,J)=A(I,J)-XM*A(K,J)
1      CONTINUE
      DO 120 K=1,9
120     WRITE(3,34) (A(K,J), J=1,10)
34     FORMAT (1X,9E12.5 / 1X, 1E12.5)
20     CALL EXIT
      END
  
```

---

FEATURES SUPPORTED

ONE WORD INTEGERS

IOCS

CORE REQUIREMENTS FOR

COMMON 0 VARIABLES 100 PROGRAM 262

END OF COMPILATION

// XEQ



Le système matriciel obtenu s'écrit comme suit :

$$\begin{bmatrix}
 19.74 & 45.80 & 73.84 & 108.52 & 131.53 & 160.65 & 189.85 & 226.9 & -2.8875 \times 10^7 \\
 45.8 & 157.85 & 272.7 & 394.62 & 507.04 & 624.80 & 742.7 & 827.59 & -5.78 \times 10^7 \\
 73.84 & 272.7 & 532.73 & 799.10 & 1060.38 & 1325.25 & 1591.61 & 1864.56 & -8.67 \times 10^7 \\
 108.52 & 394.62 & 799.10 & 1262.77 & 1736.31 & 2209.85 & 2683.4 & 3156.93 & -11.55 \times 10^7 \\
 131.53 & 507.04 & 1060.38 & 1736.31 & 2466.35 & 3202.73 & 3941.08 & 4686.07 & -14.4 \times 10^7 \\
 160.65 & 624.80 & 1325.25 & 2209.85 & 3202.73 & 4261.85 & 5323.79 & 6392.8 & -17 \times 10^7 \\
 189.85 & 742.70 & 1591.61 & 2683.4 & 3941.08 & 5323.79 & 6767.66 & 8217.88 & -20 \times 10^7 \\
 226.9 & 868.16 & 1864.56 & 3156.93 & 4686.07 & 6392.8 & 8217.88 & 10102.2 & -23.1 \times 10^7 \\
 -2.8875 \times 10^7 & -5.78 \times 10^7 & -8.67 \times 10^7 & -11.55 \times 10^7 & -14.4 \times 10^7 & -17 \times 10^7 & -20 \times 10^7 & -23.1 \times 10^7 & 0
 \end{bmatrix}
 \times
 \begin{bmatrix}
 X_2 \\
 X_3 \\
 X_4 \\
 X_5 \\
 X_6 \\
 X_7 \\
 X_8 \\
 X_9 \\
 \varphi_0
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 -1.06 \times 10^5 \\
 -3.75 \times 10^5 \\
 -7.47 \times 10^5 \\
 -11.83 \times 10^5 \\
 -16.60 \times 10^5 \\
 -24.60 \times 10^5 \\
 -26.65 \times 10^5 \\
 -31.74 \times 10^5 \\
 -11420 \times 10^7
 \end{bmatrix}$$

Le calcul sur ordinateur IBM 1130 nous fournit la matrice triangulaire supérieure qui suit :

$$\begin{bmatrix}
 19.41 & 45.8 & 73.84 & 108.52 & 131.53 & 160.65 & 189.85 & 226.9 & -2.8875000 \\
 0 & 49.779 & 98.466 & 138.55 & 196.68 & 245.72 & 294.72 & 292.19 & 10383000 \\
 0 & 0 & 57.055 & 112.19 & 170.96 & 228.04 & 286.39 & 423.4 & 2682600 \\
 0 & 0 & 0 & 49.759 & 117.29 & 179.28 & 238.44 & 242.44 & 11761000 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 9.1439 & 37.275 & 69.836 & 153.76 & -25495000 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9.8807 & 9.1437 & -120.17 & 65318000 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 43.745 & -81.68 & 83266000 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1291.3 & 680770000 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.74673
 \end{bmatrix}
 \times
 \begin{bmatrix}
 X_2 \\
 X_3 \\
 X_4 \\
 X_5 \\
 X_6 \\
 X_7 \\
 X_8 \\
 X_9 \\
 \varphi_0
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 -10600 \\
 -124880 \\
 -96732 \\
 -52551 \\
 -34554 \\
 50602 \\
 65615 \\
 556260 \\
 -0.20436
 \end{bmatrix}$$

Les valeurs obtenues par résolution "ARRIÈRE" (partant de  $\varphi_0$  pour arriver à  $X_2$ ) figurent ci-après :

$$\begin{aligned}
 \varphi_0 &= -0.2736732 \\
 X_9 &= -14.5 \text{ t} \\
 X_8 &= 25.2 \text{ t} \\
 X_7 &= -17.9 \text{ t} \\
 X_6 &= 47 \text{ t} \\
 X_5 &= -90.2 \text{ t} \\
 X_4 &= 90.2 \text{ t} \\
 X_3 &= -83.3 \text{ t} \\
 X_2 &= 69.3 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Les charges  $p_i$  sont déterminées dans ce qui suit :  $p_i = X_i / b$  ( $t/ml$ );  $b = 2m$

$$\begin{aligned}
 p_2 &= 34.65 \text{ t/ml} \\
 p_3 &= -41.65 \text{ t/ml} \\
 p_4 &= 45.1 \text{ t/ml} \\
 p_5 &= -45.1 \text{ t/ml} \\
 p_6 &= 23.5 \text{ t/ml} \\
 p_7 &= -8.95 \text{ t/ml} \\
 p_8 &= 12.6 \text{ t/ml} \\
 p_9 &= -7.25 \text{ t/ml}
 \end{aligned}$$

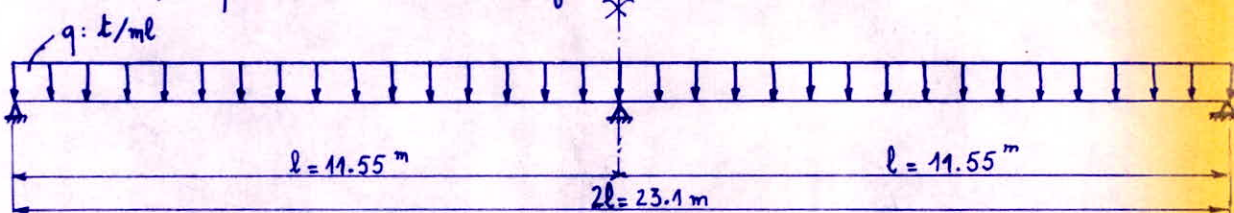


## Vérification de la tranche sous PORTIQUE

La tranche soumise à l'effet du portique sera dimensionnée en supposant qu'elle est totalement chargée par une surcharge uniformément répartie :  $p_{max}$ . Cette valeur retenue est le maximum des valeurs ( $p_2, p_3, \dots, p_9$ ) calculées précédemment. Soit donc :

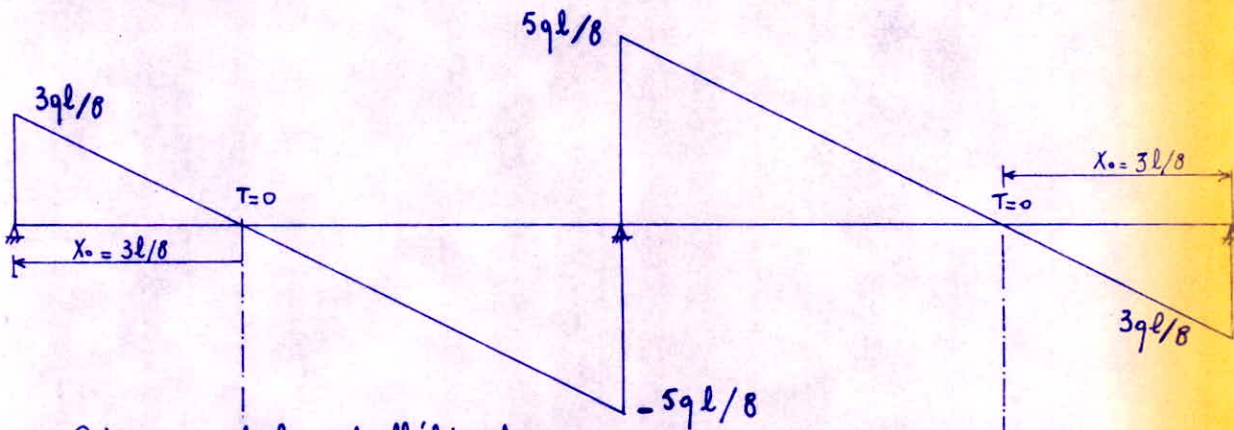
$$p_{max} = 45,1 \text{ t/ml}$$

Le schéma statique de la structure chargée est le suivant :

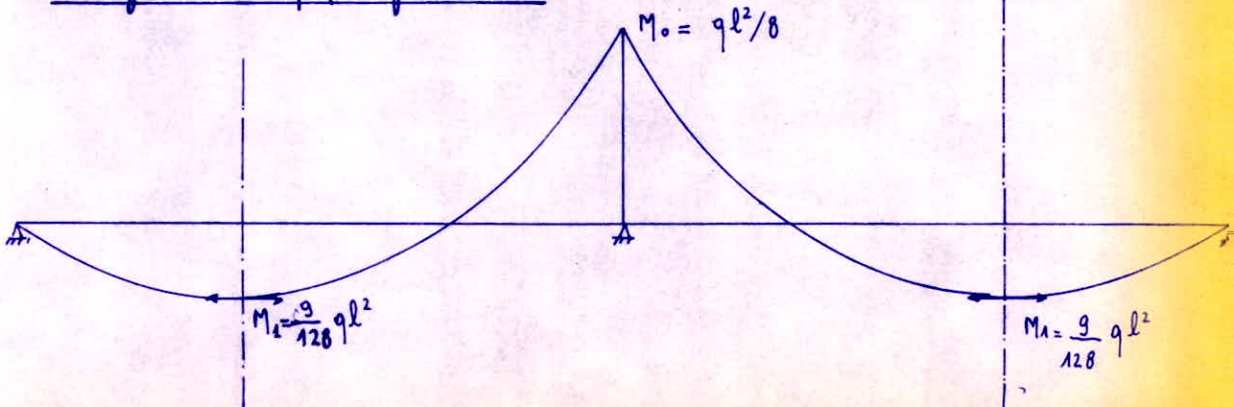


Les formules de résistance de matériaux fournissent les résultats suivants pour les poutres continues à 2 travées égales, uniformément chargées par la même surcharge  $q \text{ t/ml}$

\* Diagramme de l'effort tranchant :



\* Diagramme du moment fléchissant :





• Le moment maximum (en valeur absolue) sera donc:

$$M_0 = M_{\max} = ql^2/8 = (p_{\max}) l^2/8$$

avec  $p_{\max} = 45,1 \text{ t/ml}$

$$l = 11,55 \text{ m}$$

A.N:  $M_{\max} = 45,1 \times (11,55)^2 / 8 = 752 \text{ t.m}$

$M_{\max} = 752 \text{ t.m}$

• L'effort tranchant maximum sera donc:

$$T_{\max} = \frac{5ql}{8} = \frac{5l}{8} p_{\max}$$

A.N:

$$T_{\max} = \frac{5}{8} \times 11,55 \times 45,1 = 325 \text{ t}$$

$T_{\max} = 325 \text{ t}$

Remarque:

Les valeurs ( $M_{\max}$ ) et ( $T_{\max}$ ) tiennent compte simultanément des effets combinés:

- \* fatigue avec majoration par  $(1,2 \times 1,4 = 1,68)$
- \* surcharge uniforme:  $5 \text{ t/ml}$
- \* poids propre:  $10 \text{ t/ml}$

## Ferraillage

1/ Calcul du moment résistant du béton:  $M_R$

•  $h = h_t - d = 190 \text{ cm}$ :

$h_t = 200 \text{ cm}$ : hauteur totale de la tranche sous portique

$h$  = hauteur utile

$d = 10 \text{ cm}$ : distance du centre de gravité des armatures jusqu'au parement externe du béton

$b = 200 \text{ cm}$ : largeur de la tranche considérée

•  $\alpha = n \bar{\sigma}'_b / (\bar{\sigma}_a + n \bar{\sigma}'_b)$

•  $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 2 \times 92,5 \text{ bars}$

•  $\bar{\sigma}_a = 1606 \text{ bars}$

$$\alpha = 15 \times 2 \times 92,5 / (1606 + (15 \times 2 \times 92,5))$$

$$\alpha = 0,633417$$

•  $M_R = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot \alpha \cdot h^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = \frac{1}{2} \times 2 \times 92,5 \times 200 \times 0,633417 \times 190^2 \left(1 - \frac{0,633417}{3}\right)$

$(M_R = 3337 \text{ t.m}) > (M_{\text{exer}} = 752 \text{ t.m})$ : Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



## 2/ Calcul de A : (Section d'armatures tendues)

$$A = M / \left( \frac{f}{8} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a \right) \quad \text{en considérant } \bar{z} = \frac{f}{8} \cdot h$$

$$A = 752 \times 10^5 / \left( \frac{f}{8} \cdot 190 \cdot 1606 \cdot 1,02 \right)$$

$$A = 276,12 \text{ cm}^2 : 35 \text{ T32} \longrightarrow 281,505 \text{ cm}^2$$

## 3/ Vérification à la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = A / B_f = 281,505 / (200 \times 20)$$

$B_f$  : Section de béton ayant même centre de gravité que les aciers tendus.

$$\bar{\omega}_f = 0,0703762$$

$$\ast \sigma_1 = k \cdot \frac{\bar{z}}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 2065 \text{ bars}$$

$$\begin{aligned} \cdot \phi &= 32 \text{ mm} \\ \cdot k \gamma &= 1,6 \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\ast \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\bar{z}}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{10^6 \times \frac{1,6}{32} \times 7}$$

$$\cdot \bar{\sigma}_b = 7 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1420 \text{ bars}$$

$$\ast \bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 2065 \text{ bars}$$

$$\ast \bar{\sigma}_a = \min(\bar{\sigma}_f, \frac{2}{3} \sigma_{en}) = \min(2065; \frac{2}{3} \cdot 4900) = 2065$$

Le taux de travail (1606 bars) n'est guère économique mais vu l'obligation d'assurer la liaison avec les autres tranches, le taux est adopté pour éviter la fissuration des tranches avoisinantes.

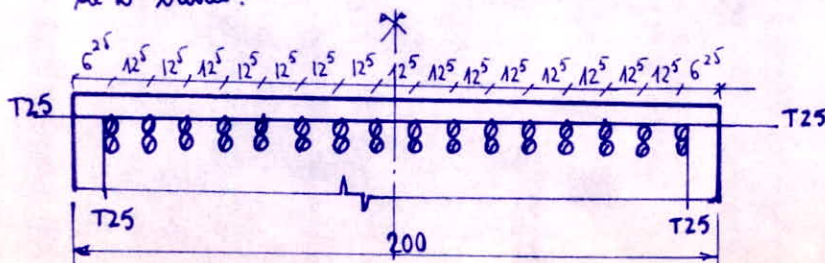
Section adoptée: 36 T32  $\longrightarrow$  289,548 cm<sup>2</sup>  
+ 2 T32 (lourde-joints)

nous gardons cette section  
supérieurement et inférieurement,  
sur toute la longueur de  
la poutre.

## 4/ Disposition des armatures:

La disposition des 38 T32 (dont 2 T32 assurent le rôle de lourde-joints) se fera en 2 nappes de 16 T32 chacune.

Les 16 T32 seront réparties régulièrement sur 2 m de largeur, nous aurons donc un espacement de  $(200 / 16 = 12,5 \text{ cm})$  entre chaque groupe de 2 barres.





5/ Armatures de répartition:

Transversalement, (pour des raisons constructives, les armatures transversales adoptées pour les autres tranches seront retenues pour cette tranche sous potique soit donc:

1T25 tous les 15 cm d'espacement

6/ Vérification à l'effort tranchant:

La valeur extrême de l'effort tranchant est:

$$T_{\max} = 325 \text{ t}$$

La contrainte de cisaillement sera:

$$\tau_{\max} = T_{\max} / (b \cdot z) \quad \text{avec } z = 7h/8$$

$$\tau_{\max} = 325 \times 10^3 / (200 \times \frac{7}{8} \times 130)$$

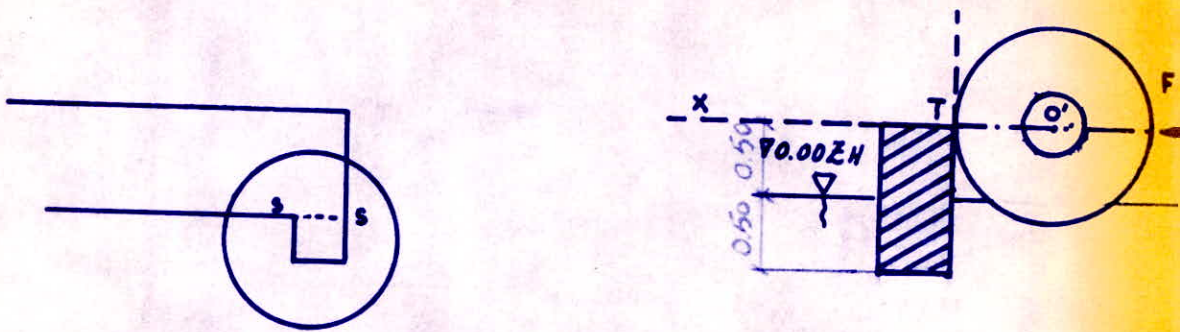
$$(\tau_{\max} = 9,78 \text{ kg/cm}^2) < (\bar{\tau}_b = 17,85 \text{ kg/cm}^2)$$

Les armatures transversales s'avèrent inutiles; néanmoins, pour des raisons de rigidité de l'ensemble des armatures, nous disposons des cadres et étriers de diamètre  $\phi_t = 12 \text{ mm}$ .

L'espacement entre les différents "lits" d'armatures transversales sera de 15 cm pour avoir la même disposition que pour les autres tranches.



# C. CALCUL CONSOLE



Le calcul de la console ci-dessus schématisée se fait indépendamment des autres parties. L'astuce consiste à placer le point  $O'$  dans le prolongement de l'axe  $xT$ .

La transmission de l'effort  $F = 140t$  pourra donc se faire suivant l'axe  $O'T$ .

La surface de contact béton / défense étant faible, on pourra admettre cette transmission comme se faisant ponctuellement.

Vu que l'effort  $F$  est en "S", et qu'il n'existe point de moment, la seule vérification à mettre au point dans ce cas est le cisaillement en "S-S".

Calcul de  $\bar{\tau}_b$ :

$$\bar{\tau}_b = 0,7 \sqrt{R_{comp_{prisme}} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

avec  $R_{cp_{prisme}} \approx (0,7 + 0,8) \cdot R_{cube}$

$R_{comp_{prisme}}$  : Résistance à la compression mesurée par prisme

Dans notre cas  $R_{cube} = 370 \text{ kg/cm}^2$

$$R_{cp_{prisme}} \approx 0,7 \cdot 370 = 259 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0,7 \sqrt{259 \cdot 7} \approx 29,8 \text{ kg/cm}^2$$

Par mètre de béton horizontalement, la section de béton pourra reprendre un effort de :

$$F_{cap} = 100.50 \cdot 29,8 = 149t > F_{act} = 140t$$

Il ne sera donc disposé pour cette console que des armatures constructives.



**CALCUL  
DES  
DEFENSES**



## DEFENSES D'ACCOSTAGE

Le choix du type de défenses est conditionné par le calcul préalable de l'énergie cinétique  $E_d$  à absorber par le Système de défenses.

Une fois ce facteur calculé, on se reporte aux abaques énergie / deflexion et Reaction / deflexion figurant dans les Notices propres au type de défenses envisagées.

### Calcul du Facteur $E_d$

#### 1. Déplacement du Navire : "D"

Le Déplacement est égal au volume de carène (Volume d'eau déplacé) multiplié par la densité de l'eau.

Il pourra être évalué approximativement à partir des dimensions du Navire par la Formule :

$$D = L \times l \times t \times a$$

où: D : déplacement en tonnes

L : Longueur Hors-tout en m

t : tirant d'eau en m

a : Coefficient prismatiques



Les tables donnent pour valeurs de  $a$  :

0,85 pour pétroliers

0,4 à 0,5 pour paquebots

0,3 à 0,5 pour Navires de guerre

0,65 à 0,80 pour Cargots

0,3 à 0,4 pour Bateaux de Pêche

Ce quai pouvant avoir une destination pétrolière  
on prendra  $a = 0,85$  (cas le plus défavorable)  
d'où :

$$D = L \cdot l \cdot t \cdot a = 220 \times 31,85 \times 9,20 \times 0,85$$

$$D = 54\,800 \text{ tonnes}$$

## 2. Tirant d'eau et Longueur du Navire :

2.1/ Longueur du Navire : Il s'agit de la  
longueur hors-tout (de la poupe à la proue)

On s'est donné :  $L = 220\text{m}$

2.2/ Tirant d'eau : Il désigne la hauteur  
de la partie immergée en m

Le tirant a été imposé comme égal à 9,20 m

## 3. Vitesse du Navire :

Théoriquement la vitesse à prendre en considération  
est la vitesse du point d'impact  $V$ , qui est dans le  
cas le plus général la résultante d'une vitesse



de translation  $V'$  et d'une vitesse due à la rotation du Navire, tel que:

$$\vec{V} = \vec{V}' + \vec{\omega} \wedge \vec{AG}$$

A étant le point où sera amarré le bateau.

L'incidence du terme  $\vec{\omega} \wedge \vec{AG}$  est Negligeable

on aura donc  $\vec{V} \approx \vec{V}'$

$$0,05 < V_a < 0,8 \text{ m/s}$$

gros pétroliers



Navires de faible tonnage

Pour Nos Navires, <sup>on</sup> aura donc un ordre de grandeur de 0,5 m/s

#### 4- Poids spécifique de l'eau: "f"

f varie de 1 t/m<sup>3</sup> pour les rivières à 1,03 t/m<sup>3</sup>

pour la mer

donc: f = 1,03 t/m<sup>3</sup>

#### 5- Energie cinétique du navire: "E<sub>n</sub>"

Elle est donnée par la formule:

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{D}{g} \cdot V^2$$

où: E<sub>n</sub>: en tonnes-mètres

D: Déplacement en tonnes

g: accélération de la pesanteur (g = 9,8 m/s<sup>2</sup>)

V: vitesse d'accostage en m/s

A.N:

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{54800}{9,8} \cdot (0,5)^2 = 699 \text{ tonnes-mètres}$$



6. Energie cinetique de l'eau entrainée: "E<sub>e</sub>"  
 Le Volume d'eau entrainé est assimilé à un cylindre de Longueur L et de diametre t.

$$E_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{t^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{\gamma}{g} \cdot L \cdot v^2$$

$$E_{e/L} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(9,2)^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{(1,03)}{9,8} \cdot 0,5^2 = 0,87 \quad \text{tonnes-metres}$$

7. Energie cinetique totale: "E"

$$E = E_n + E_e$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{g} \cdot \left( D + \frac{t^2 \cdot \pi}{4} \cdot \gamma \cdot L \right) \cdot V^2$$

$$\text{A. N: } E = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{9,8} \cdot \left( 54800 + \frac{9,2^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1,03 \cdot 220 \right) \cdot 0,5^2$$

$$\underline{\underline{E = 891 \quad \text{tonnes-metres}}}$$

8. Coefficient d'accostage: "K"

Dans le Cas d'un obstacle fixe, une partie seulement de l'énergie totale est absorbée par les defenses. L'autre fraction est absorbée par le volume d'eau entre le navire et le quai et l'inertie de cet ouvrage. Le Coefficient d'accostage  $K = \frac{E_d}{E}$  est donné par :

$$K = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3$$



### 8.1 / Coefficient "K<sub>1</sub>" :

K<sub>1</sub> depend du Mode d'accostage. Il est généralement compris entre 0,5 et 1

Pour notre part on prendra pour les calculs un Coefficient Moyen K<sub>1</sub> = 0,7.

### 8.2 / Coefficient "K<sub>2</sub>" :

K<sub>2</sub> Tient Compte du Laminage de l'eau entre le quai et le Navire.

K<sub>2</sub> est généralement pris égal à 0,9.

pour un quai semi-ouvert ; 0,8 pour un quai plein et 1 pour un quai ouvert  
pour notre part K<sub>2</sub> = 0,9.

### 8.3 / Coefficient "K<sub>3</sub>" :

Il caractérise l'absorption de l'énergie par la déformation élastique de la coque du navire.

K<sub>3</sub> = 0,9 pour coques élastiques

K<sub>3</sub> = 1 " " rigides

Nous prendrons K<sub>3</sub> = 1 pour sécurité.

## 9. Energie cinétique à absorber par les défenses

$$E_d = K \cdot E$$

A.N:  $E_d = 0,7 \times 0,9 \times 1 \times 891$



$$E_d = 561,3 \text{ tonnes-metres}$$

Cette énergie étant calculée, il faut se reporter aux abaques énergie/deflexion et Reaction/deflexion figurant dans les notices propres au système de defenses envisagées.

Le nombre de defenses, leurs espacements, leurs dispositions, sont déterminées telles qu'elles soient favorables à la longueur du quai, mode d'accostage, variation du niveau de l'eau. à savoir :

- 9 defenses espacées de 32,50 m

L'énergie absorbée par chaque defense sera alors :

$$E'_d = \frac{E_d}{n} = \frac{561,3}{9} = 62,4 \text{ t.m}$$

Effort concentré sur les defenses : 140 t

Les valeurs les plus proches dans les tableaux

sont :

$$E'_d = 70 \text{ t.m}$$

$$F_a = 156 \text{ t}$$

type normalisé M<sub>b</sub> (defenses cylindriques)

Diamètre extérieur : 1,85 m

Diamètre intérieur : 1,00 m



Verification au poinçonnement du beton et de la defense "type M<sub>3</sub>" :

soit donc à vérifier la relation :  $\frac{1,25 \cdot F}{P_c \cdot \bar{h}_0} \leq \bar{\sigma}_b = 7 \text{ bars}$

On aura donc :

$$P_c \geq \frac{1,25 \cdot 140 \cdot 10^3}{7 \times 1,02 \times 185} = 132 \text{ cm}$$

vu que la valeur de  $P_c$  dans notre cas est largement supérieure à celle calculée ci-dessus, et que la contrainte admissible du matériau utilisé pour les defenses (type M<sub>3</sub>) est largement supérieure à la contrainte  $\bar{\sigma}_{\text{beton}}$ , on pourra affirmer en toute quiétude que la vérification au poinçonnement est assurée par les defenses.



# **BOULONS**

**== calcul**

**== ancrage**



# BOULONS

## DES BOLLARDS

Les bollards seront disposés tous les 24,20 m le long du quai de longueur totale voisine de 290 m.

Ils auront à supporter un effort de direction variable dû à l'amarrage des navires.

Pour des unités moyennes, l'effort d'amarrage est toujours de 50t; cependant pour des raisons sécuritaires, le dimensionnement des bollards se fera avec un effort de 60t (voir p 52).

Le bollard est soumis à un effort de cisaillement de valeur  $F = 60t$

Vérification du bollard soumis à un effort de cisaillement  $F$ :

L'effort admissible de cisaillement est donné par les Règles Constructions Métalliques 66 comme étant égal à :

$$T_a = 1,1 \cdot \varphi \cdot N_0$$

- où les différents paramètres signifient :

\*  $\varphi$ : Coefficient de frottement

$\varphi = 0,3$  pour une surface brossée



\*  $N_0$ : effort dû au couple de serrage du boulon  
il est égal à :  $N_0 = 0,8 \cdot \sigma_e \cdot A_r$

-  $\sigma_e$ : contrainte élastique du type d'acier utilisé

-  $A_r$ : section réduite à cause du filetage.

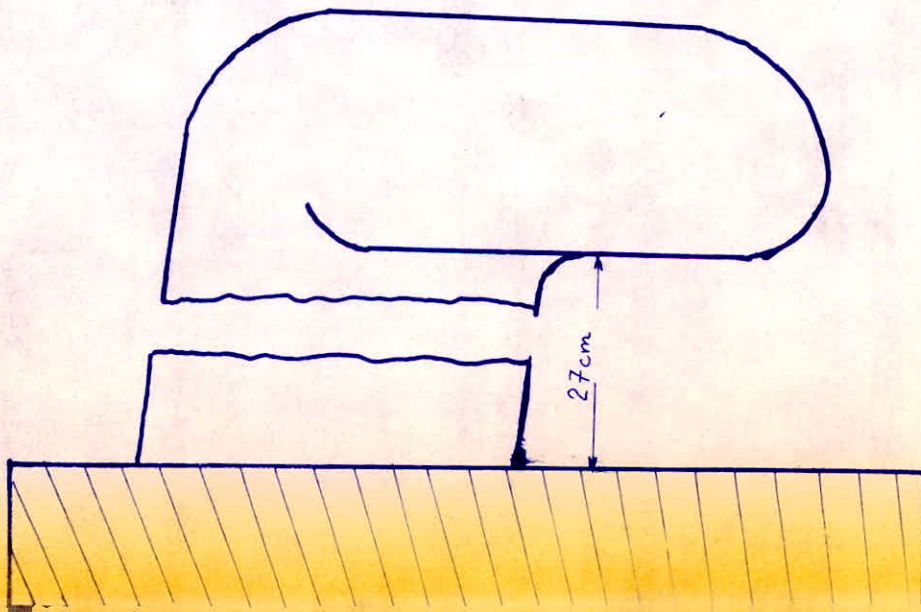
Pour notre présente étude, nous utiliserons des boulons à haute adhérence (H.R) et de première qualité.

$$\text{H.R 1} \longrightarrow \sigma_e = 9000 \text{ Kg/cm}^2$$

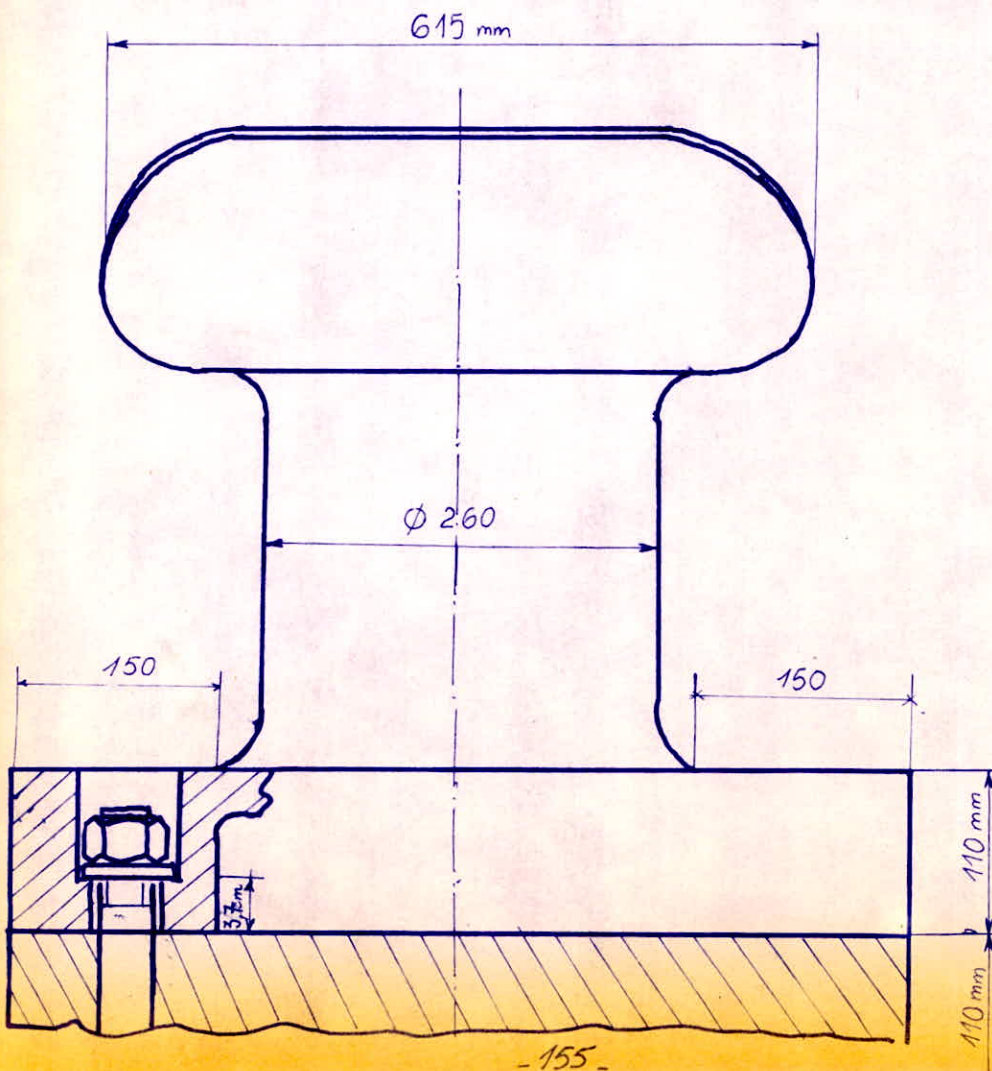
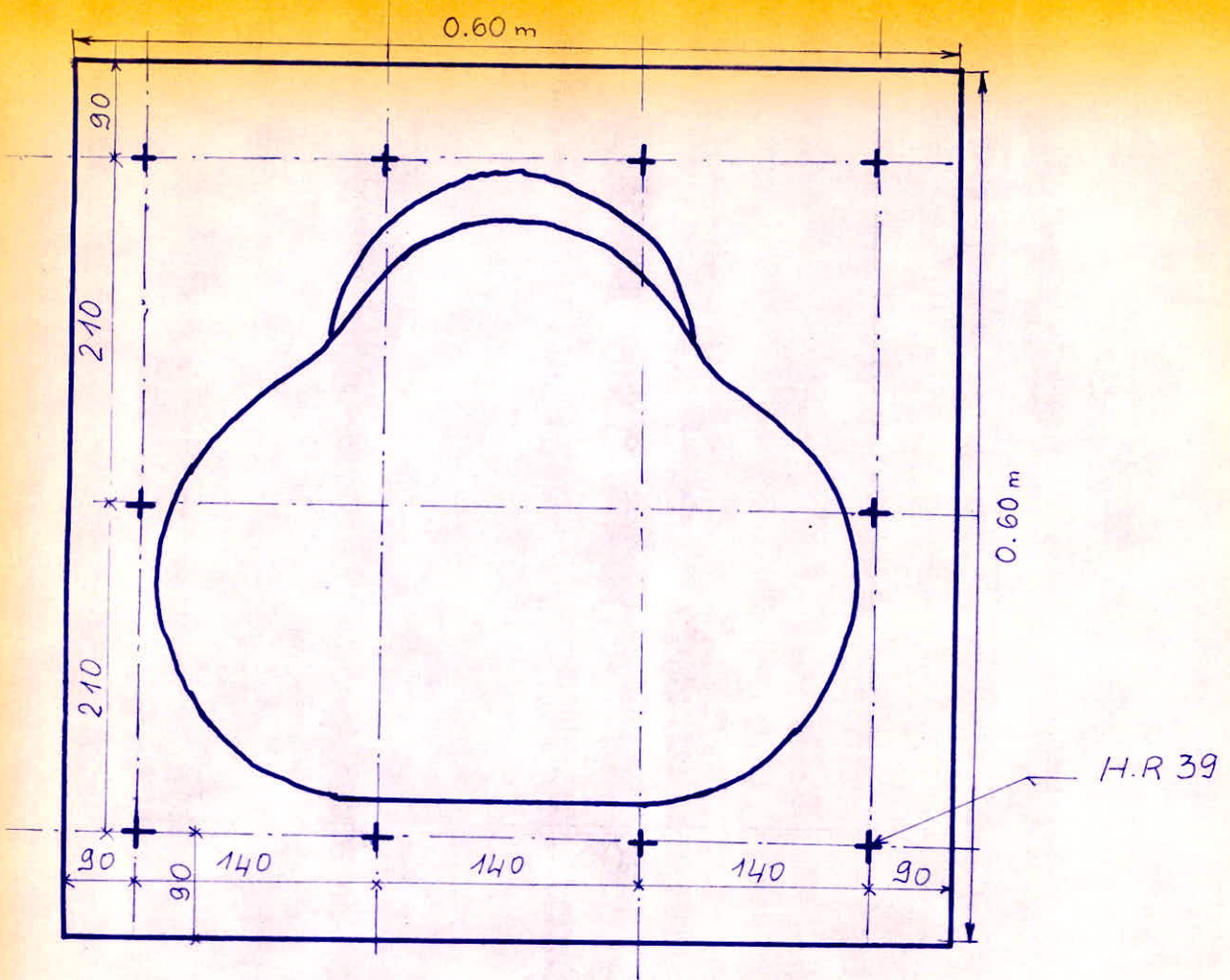
Pour ne pas nuire à cet élément de construction l'effort agissant sur un boulon doit être inférieur à l'effort admissible.

Le Choix du type de bollard se fera après Consultation du catalogue publié par ACIEROY.

On adoptera donc un bollard type 260 Std Normalisé. La liaison bollard / Superstructure se fera par 2 plaques d'assises de  $60 \times 60$  reliées l'une à l'autre par des boulons H.R qu'on Calculera ci-dessous.









La documentation dimensionnelle de mécanique, conseille pour des épaisseurs assez élevées l'emploi de boulons H.R de diamètres voisins de 35 mm.

On adoptera des boulons H.R.1

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi = 39 \text{ mm} \\ \sigma_e = 9000 \text{ kg/cm}^2 \\ A_r = 976 \text{ mm}^2 \\ P = 4 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Pour le calcul qui suivra, on adoptera les notations :

$d$  : diamètre des trous de boulons

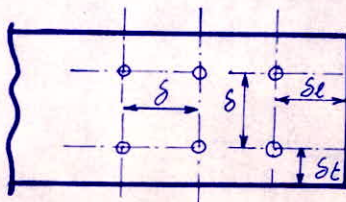
$\delta$  : distance entre axes des trous de boulons

$\delta_l$  : distance de l'axe du boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée (pince Longitudinale)

$\delta_t$  : distance de l'axe d'un boulon au bord le plus voisin de la pièce assemblée (pince Transversale)

$\sigma_e$  : limite d'élasticité des pièces à assembler.

Quant aux dispositions constructives, elles font l'objet des R.C.M 66 (art 4-1) à savoir :



#### ■ A/ Conditions d'épaisseur :

\*  $\Phi = 39 \text{ mm}$      $d = \Phi + 1 = 40 \text{ mm}$

\* \* la condition  $\Sigma e < 4 \cdot d$  n'est pas à vérifier pour des boulons H.R comme il est stipulé par les R.C.M 66.



\*\*\*  $d > e_2 + 2$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 11,0 \text{ cm} \\ e_2 = 3,7 \text{ cm} \end{array} \right\} \left\{ d = 40 \text{ mm} \right\} > \left\{ e_2 + 2 = 39 \text{ mm} \right\} \quad \text{Vérifie !}$$

■ B/ Conditions de pression diamétrale :

$$\frac{d}{e} = \frac{40}{37} = 1,08 < 6 \quad (\text{car le boulon travaille à double section})$$

$$\frac{d}{e} < 6 \Rightarrow \text{la pression diamétrale n'est pas déterminante}$$

■ c/ Détermination du nombre de boulons :

\*  $3d < \delta < 10d \Rightarrow 120 \text{ mm} < \delta < 400 \text{ mm}$

\*\*  $1,5.d \leq \delta_t \leq 2,5.d$  on prendra donc  $\delta = 210 \text{ mm}$

$$60 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 100 \text{ mm}$$

on prendra donc  $\delta_t = 90 \text{ mm}$

\*\*\* La valeur de l'effort de cisaillement admissible  $T_a$  est par boulon et par plan de frottement (ici un seul;  $m=1$ )

$$T_a = 1,1 \cdot N_o \cdot \varphi \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \varphi = 0,3 \quad (\text{surfaces brossées}) \\ N_o = 0,8 \cdot A_r \cdot \sigma_e = 7200 \cdot A_r \end{array} \right.$$

$$T_a = 1,1 \cdot 0,3 \cdot (7200 \cdot 9,76) = 23190 \text{ Kg} = 23,19 \text{ t}$$

\*\*\*\*

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,5.d = 60 \text{ mm} \\ \frac{0,8 \cdot T}{e \cdot \sigma_e} = \frac{0,8 \cdot 23190}{3,7 \cdot 9000} = 5,6 \text{ mm} \end{array} \right\} < \delta_t < \left\{ 2,5.d = 100 \text{ mm} \right\}$$

On prend  $\delta_t = 90 \text{ mm}$

On en déduit alors le nombre de boulons  $m$ /files

$$(m-1) \cdot \delta + 2 \cdot \delta_t = 600 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow m-1 = (600 - 2 \cdot 90) / 210 = 2 \Rightarrow m = 3$$

L'excentrement de la force d'amarrage, provoque un moment évalué à :  $M = F_a \cdot d$  avec  $d = 0,27 \text{ m}$



La détermination du nombre de files se fait comme suit:

$$T_{\max} = T_a = \frac{M \cdot y_{\max}}{n \sum y_i^2}$$

$$\Rightarrow n = \frac{M \cdot y_{\max}}{T_a \cdot \sum y_i^2}$$

$$* \sum y_i^2 = 21^2 + 42^2 = 2205 \text{ cm}^2$$

$$* y_{\max} = 42 \text{ cm} \quad \text{et} \quad n = \frac{60 \times 27 \times 42}{23,19 \times 2205} = 1,33$$

On adoptera  $n = 2$  files de boulons.

La vérification de l'assemblage, se fera dans le cas le plus défavorable qui pourra se présenter.

on vérifie que  $T_{\text{tot}} < T_{\text{adm}}$

$$T_{\text{tot}} = \frac{T}{m \cdot n} + \frac{M \cdot y_{\max}}{n \sum y_i^2} < T_{\text{adm}} / \text{boulon}$$

$$T_{\text{tot}} = \frac{60}{3 \times 2} + \frac{60 \cdot 27 \cdot 42}{2 \cdot 2205} = 35 \text{ t} > T_a$$

on augmente donc le nombre de files  $n = 3$  files

$$T_{\text{tot}} = \frac{60}{3 \times 3} + \frac{60 \cdot 27 \cdot 42}{3 \cdot 2205} = 17 \text{ t} < T_a / \text{boulon} = 23,2 \text{ t}$$

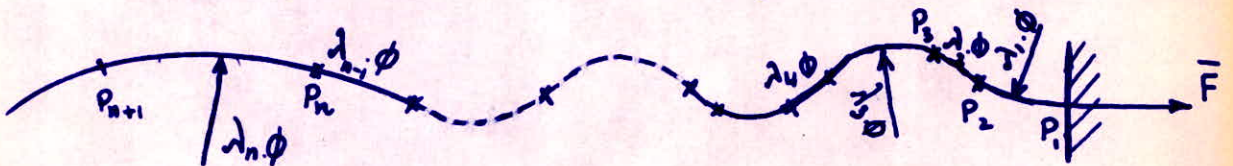
Cependant, vu que la présence du bollard au centre de la plaque empêche la pose du boulon médian situé sur la file centrale, on disposera 4 files; Ceci modifiera la disposition précédemment établie, ce qui évidemment est sans importance! on prendra  $S' = 140 \text{ mm}$  dans le sens  $\longleftrightarrow$  et  $S$  sans modification dans le sens  $\downarrow$



# ANCrages rappel theorique

Le calcul de l'ancrage des boulons des bollards exige un court resumé des notions préliminaires acquises lors des précédentes années. Pour cette tâche, nous adopterons le cas le plus général, à savoir un ancrage à  $n$  courbures multiples numérotées de 1 à  $n$  dans l'ordre décroissant des efforts.

- Angles au centre :  $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n$  (ou zero)
- Rayons de courbure (ou longueurs droites)  $\lambda_1 \phi, \lambda_2 \phi, \dots$



$$\text{Effort en } P_1 : F_1 = \bar{F} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_a \quad (1)$$

$$\text{Effort en } P_{n+1} : F_{n+1} = 0 \quad (2)$$

Calcul de proche en proche :

$$F_1 = \bar{F}$$

$$F_2 = X_1 \cdot F_1 - X'_1 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot \bar{\sigma}_d \cdot \lambda_1$$

$$F_3 = X_2 \cdot F_2 - X'_2 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot \bar{\sigma}_d \cdot \lambda_2$$

$$\vdots$$

$$F_{n+1} = X_n \cdot F_n - X'_n \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot \bar{\sigma}_d \cdot \lambda_n$$

$$F_{n+1} = X_n \dots X_2 \cdot X_1 \cdot F_1 - [X_n \dots X_2 \cdot X'_1 \cdot \lambda_1 + X_n \dots X_3 \cdot X'_2 \cdot \lambda_2 + \dots + X'_n \cdot \lambda_n] \pi \cdot \phi^2 \cdot \bar{\sigma}_d$$

$$\text{or } F_{n+1} = 0 \quad (2)$$

$$\Rightarrow F_1 = \pi \cdot \phi^2 \cdot \bar{\sigma}_d \cdot \left[ \frac{X'_1 \cdot \lambda_1}{X_1} + \frac{X'_2 \cdot \lambda_2}{X_1 \cdot X_2} + \dots + \frac{X'_n \cdot \lambda_n}{X_1 \cdot X_2 \cdot \dots \cdot X_n} \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} F_1 = \bar{F} \\ \tau_d = \bar{\tau}_{da} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{la longueur d'ancrage sera donc telle que:}$$

$$\bar{F} = \pi \cdot \phi^2 \cdot \bar{\tau}_{da} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{X'_i \cdot \lambda_i}{X_1 \cdot \dots \cdot X_i}$$

Nota: Pour les ancrages rectilignes, on écrit  $F_2 = F_1 - \pi \phi l \cdot \bar{\tau}_d$  ( $X=1; X'_1=1; R=l$ )

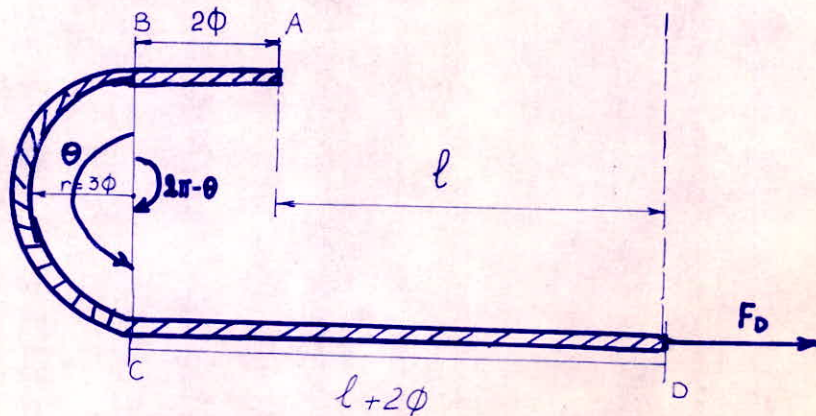


Les valeurs de  $\chi$  et  $\chi'$  sont données par le tableau suivant :

$\theta$	$\pi/12$	$\pi/6$	$\pi/4$	$\pi/3$	$5\pi/12$	$\pi/2$	$7\pi/12$	$2\pi/3$	$3\pi/4$	$5\pi/6$	$11\pi/12$	$\pi$
$\chi$	0,90	0,81	0,73	0,66	0,59	0,53	0,48	0,43	0,39	0,35	0,32	0,28
$\chi'$	0,25	0,47	0,67	0,86	1,02	1,17	1,30	1,42	1,53	1,62	1,71	1,79

## calcul de l'ancrage des boulons du bollard

Les boulons H.R des bollards seront ancrés par ancrage à crochet normal schématisé ci-dessous.



d'après ce qui a précédé, on peut écrire :

$$F_A = 0 \quad (1)$$

$$F_B = F_A + \pi \phi \cdot (2\phi) \cdot \bar{\tau}_{da} = 2\pi \phi^2 \cdot \bar{\tau}_{da} \quad (2)$$

$$F_D = \chi \cdot F_C - \chi' \cdot \pi \phi \cdot R \cdot \bar{\tau}_{da} \quad (3)$$

$$\text{pour } \theta = 180^\circ \text{ on lit : } \begin{cases} \chi = 0,28 \\ \chi' = 1,79 \end{cases}$$



$$F_D = F_c + \pi \phi \cdot (\ell + 2\phi) \cdot \bar{\sigma}_{da} \quad (4)$$

$$\text{et } F_D = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_a \quad (5)$$

d'après (3) on écrit :

$$F_D = 0,28 \cdot F_c - 1,79 \cdot \pi \phi \cdot (3\phi) \cdot \bar{\sigma}_{da} = 0,28 \cdot F_c - 5,37 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot \bar{\sigma}_{da} \quad (3')$$

$$(4) \text{ et } (5) \longrightarrow F_c = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_a - \pi \phi \cdot (\ell + 2\phi) \cdot \bar{\sigma}_{da}$$

$$(2) \text{ et } (3') \longrightarrow 2\pi \phi^2 \cdot \bar{\sigma}_{da} = 0,28 \cdot \left[ \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_a - \pi \phi \cdot (\ell + 2\phi) \cdot \bar{\sigma}_{da} \right] - 5,37 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot \bar{\sigma}_{da}$$

en divisant (6) par  $(\pi \phi \cdot \bar{\sigma}_{da})$  on obtient :

(6)

$$2\phi = 0,28 \cdot \left[ \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_{da}} - (\ell + 2\phi) \right] - 5,37 \cdot \phi \quad (7)$$

$$\text{or } \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_{da}} = \ell_d$$

$$(7) \longrightarrow 2\phi = 0,28 \cdot \left[ \ell_d - (\ell + 2\phi) \right] - 5,37 \cdot \phi$$

$$26,32 \cdot \phi = \ell_d - (\ell + 2\phi)$$

$$\boxed{28,32 \cdot \phi = \ell_d - \ell}$$

Pour ces barres, on adoptera un ancrage en pleine masse.

$$\text{donc : } \bar{\sigma}_d = 2 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

où le coef de scellement  $\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \cdot \eta_d$  avec  $\eta_d = \sqrt{2}$  pour aciers Tor

$$\Rightarrow \underline{\bar{\sigma}_d} = 2 \cdot (1,5)^2 \cdot 7 \times 1,02 = \underline{32,2} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{pour } \phi \geq 25 \text{ mm} \longrightarrow \underline{\bar{\sigma}_a} = \underline{2652 \text{ Kg/cm}^2}$$



application numerique

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 39 \text{ mm} \\ \bar{\sigma}_a = 2652 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_d = 32,2 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d} = 20,60 \cdot \phi$$

$$\Rightarrow l = l_d - 28,32 \phi < 0$$

Par mesure securitaire, on prend  $l = l_d = 80,4 \text{ cm}$



**calcul  
des elingues**



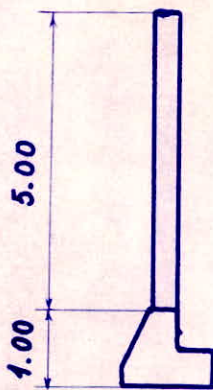
## Calcul des elingues

Pour déplacer la première levée de colonne (à savoir  $(5+1)=6m$ ), on utilisera une grue. Les cables reliés au crochet de levage à leur parties supérieures, seront à leur parties inférieures fixés aux elingues par un système de crochet.

Vu que cette opération se fera une huitaine de jours environ après la 1<sup>re</sup> Coulee de beton, par mesure securitaire on adoptera une contrainte admissible pour les aciers egale à  $2000 \text{ kg/cm}^2$

Nota: Ce choix sera arbitraire. Cependant son origine est amplement justifiée.

= 1 = Calcul du poids à soulever:



\* Partie 1:

$$p_1 = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_i^2) \cdot h \cdot \delta = \frac{\pi}{4} \cdot (11,50^2 - 10,70^2) \cdot 5 \cdot 2,5$$

$$p_1 = 174 \text{ t}$$

\*\* Partie 2:

$$p_2 = (2,5 \cdot 8,21 \cdot 0,50) + \frac{\pi}{4} \cdot (11,50^2 - 10,70^2) \cdot 1,2 + 2,5 \cdot 0,65 (2\pi \cdot 5,91 \cdot 0,40 - 4,83)$$

$$p_2 = 61,42 \text{ t}$$

\*\*\* Raidisseurs:  $p_3 = 0,375 \cdot (5,5 \times 2,5) = 5,16 \text{ t}$

Poids Total = 240,58 t

Vu qu'il sera fixé une coque en acier sur la partie inférieure, on introduira une majoration du poids.

donc  $P_{\text{tot}} = 242 \text{ t}$

= 2 = Nombre d'elingues:

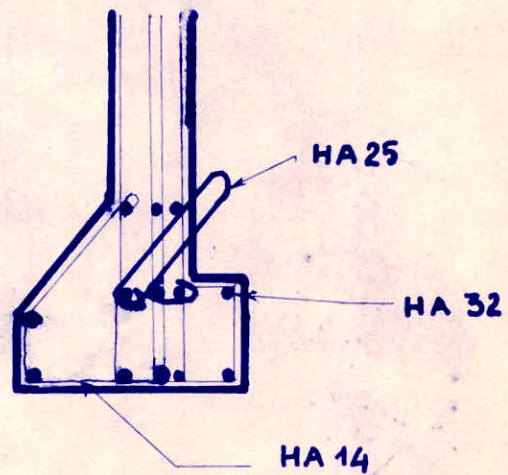
$$\frac{P_{\text{tot}}}{2n \cdot A_{el}} < 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad n \geq \frac{P_{\text{tot}}}{4000 \cdot A_{el}}$$



$$n \geq \frac{242 \cdot 10^3}{4000 \times 4,91} \Rightarrow n \geq 12,32$$

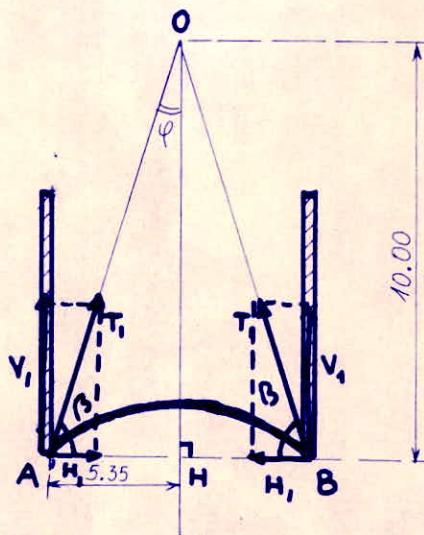
On adoptera donc  $n = 14$  (Acier Tor 25)

Ces élingues seront fixées de la manière suivante :





Lorsqu'on souleve la première levée de colonne évaluée à 6 m, il est créé des efforts qui doivent rester dans les normes admissibles.



$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{5.35}{10} = 0.535$$

$$\Rightarrow \varphi = 28,14^\circ$$

$$\beta = 90 - \varphi = 61,86^\circ$$

Si  $n$  est le nombre d'élingues "fixées" au talon, l'effort de tension existant dans les câbles de levées sera alors donné par la relation suivante

$$T_1 = \frac{P}{n}$$

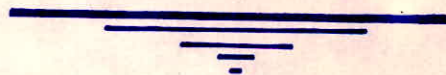
Cet effort  $T_1$  peut alors se décomposer en deux forces  $H_1$  et  $V_1$  telles que :

$$H_1 = T_1 \cdot \cos \beta = \frac{P \cos \beta}{n}$$

$$V_1 = T_1 \cdot \sin \beta = \frac{P \sin \beta}{n}$$

$H_1$ : effort de cisaillement peut aisément être repris par le béton (vu sa faible valeur)

$V_1$ : effort vertical que les Aciers calculés pour la colonne peuvent les reprendre sans aucune difficulté





- \* Poids total de la colonne: 416 t
- \* Section "d'appui" sur l'eau:  $114 \text{ m}^2 = S$

La réaction au pied de la colonne sera donc  $\frac{416}{114} = 3,65 \text{ t/m}^2$

### Verification de la flottaison de la colonne.

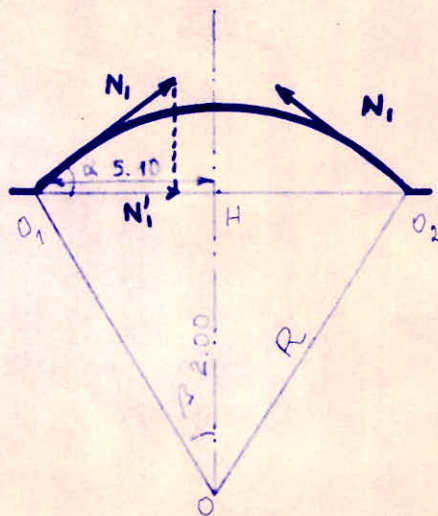
#### Calcul de la poussée d'archimède:

Le poids du volume d'eau déplacé est:  $P_v = \rho \cdot h_i \cdot S$   
 Evaluons la hauteur  $h_i$  / le poids du fluide déplacé soit égal au poids du corps flottant.

$$416 = 114 \cdot h_i \cdot 1,0 \quad \Rightarrow \quad h_i = \frac{416}{114} = 3,65 \text{ m} < 11,50$$

Cette hauteur  $h_i$  définissant l'enfoncement de la colonne dans l'eau lors de son remorquage est de loin inférieur à la hauteur de la colonne après la dernière levée.

#### Efforts Engendrés par la poussée de l'eau sur la coque



$$\alpha = 35^\circ$$

$$\beta = 68,6^\circ$$

$$R = 2,30 \text{ m}$$

L'effort  $N_1$  est donné par la formule  $N_1 = \frac{2 \cdot R \cdot k}{h} \cdot \Phi_1$

$$k = \sqrt{\frac{R}{\delta}} \cdot \sqrt[4]{3(1-\mu^2)} = 3,08$$

$$\Phi_1 = e^{-\eta} \cdot \cos \eta = 1 \quad (\text{avec } \eta = 0)$$

$$\Rightarrow N_1 = 1,23 \text{ t.} \quad \Rightarrow N'_1 = N_1 \cdot \cos \alpha = 1 \text{ t}$$



# **methode d'execution**



Il ne sera donné qu'un bref aperçu concernant la méthode d'exécution du projet

## pile en B.A

1. Réalisation du talon de 1m d'épaisseur. (Celle tâche sera exécutée sur la traverse sud)
2. On coule une deuxième levée de 5m de hauteur (on n'omettra pas de disposer des aciers d'attente)
3. Après que cette partie de 6m de hauteur soit réalisée, on procède au levage de cet ensemble grâce à une grue pour le disposer sur une marche voisine du lieu de réalisation de la première partie citée ci-dessus. Cette marche ou plateforme est située au niveau - 5.00 ZH.
4. Par un système de Coffrage glissant, on coule la dernière tranche pour enfin obtenir une colonne de 11.50m de hauteur
5. Quelques jours plus tard, on envoie un plongeur pour boulonner la tôle métallique
6. La vanne fermée, on pompe l'eau située à l'intérieur de la colonne
7. Par principe d'Archimède la pile flotte (vérifie précédemment) et on la remorque jusqu'au point que l'on a choisi pour l'échouer.  
Nota: Cette manœuvre ne sera exécutée qu'une fois la plateforme réglée.
8. Un plongeur redescend pour déboulonner la tôle pour ensuite la remonter par palan.
9. On termine en remblayant par petites tranches. (Précaution que l'on prend pour mieux compacter le remblai et par conséquent l'admettre comme milieu élastique)

## superstructure

Vue la complexité du contour d'appui de la superstructure, il sera pratiquement impossible de couler tout l'ensemble sur place. Aussi avons nous grand intérêt à couler la superstructure qu'une fois la partie inférieure (sur 1m environ) prefabricquée.

N.B.: Celle-ci sera réalisée en assurant la stabilité de la tranche prefabricquée.







dep: genie civil

U.S.T.H.B

# BROCHURE ADDITIVE

## PORT DE SIKDA



promotion  
juin 80

n. hannachi  
a. mebarki

Letraset SPACE-MATIC  
heat resistant

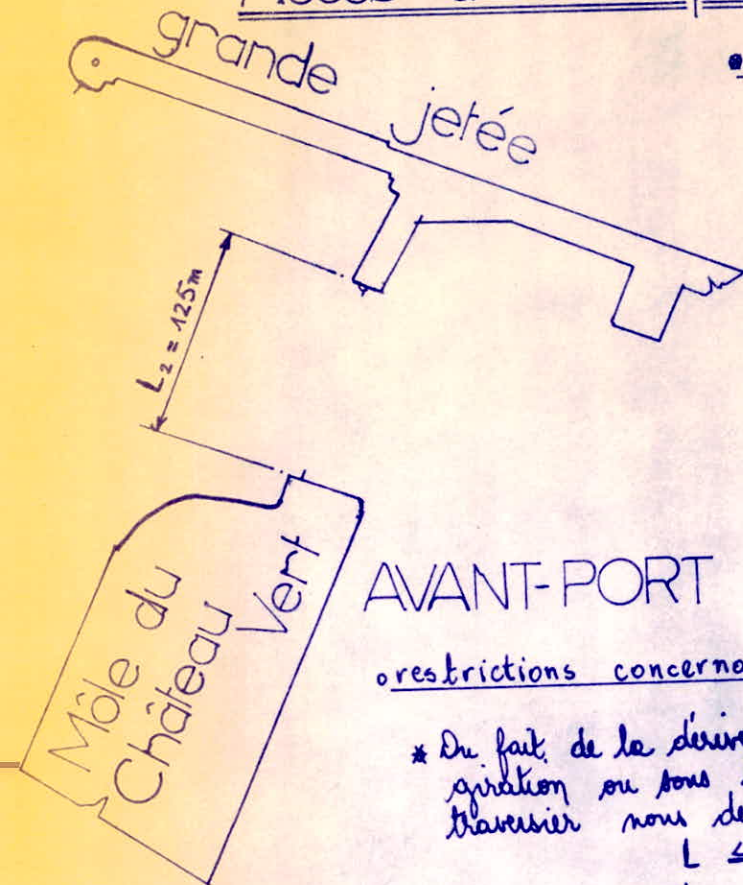
Letraset products are protected widely by patents and patent applications throughout the world.  
Letraset, Instant Lettering and Spacematic are Trade Marks  
© LETRASSET INTERNATIONAL LTD. 1972

PRINTED IN ENGLAND. U.S.A. Order No.



# Manoeuvres des NAVIRES

## Accès à l'avant-port:



### restrictions nautiques:

- \* La largeur de la passe d'accès à l'avant-port (notée  $L_2 = 125m$ ) doit être sensiblement égale à la longueur  $L$  du plus grand navire qui doit les emprunter.
- \*\* La largeur ( $L_2 = 125m$ ) de la passe citée ne doit pas être inférieure à :
  - 4 fois la largeur ( $B$ ) du navire si la navigation se fait à sens unique
  - 7 à 8 fois cette largeur si elle se fait à double-sens.

### restrictions concernant les dimensions des navires:

- \* Du fait de la dérive prise par un navire pendant sa rotation ou sous l'effet d'un courant ou d'un vent traversier nous devons avoir :

$$L \leq (L_2 = 125m)$$

$$L \leq 125m \quad \text{Condition 1}$$

$L \leq 125m$  : Nous aurons donc 2 postes à quai pour les navires de 10.000 tdm à 12.000 tdm (de 120m à 130m de long)

- \*\* La passe étant assez étroite, un seul navire s'engagera dans la passe (en supposant qu'il y ait croisement à proximité des chenal le passage sera permis pour un seul navire pendant que l'autre attendra son tour)

$$L_2 \geq 4B \Rightarrow B \leq L_2/4$$

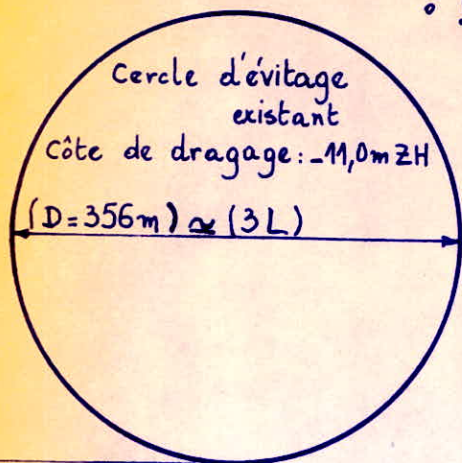
$$B \leq 125/4$$

$$B \leq 31m \quad \text{Condition 2}$$



# Manoeuvres des NAVIRES

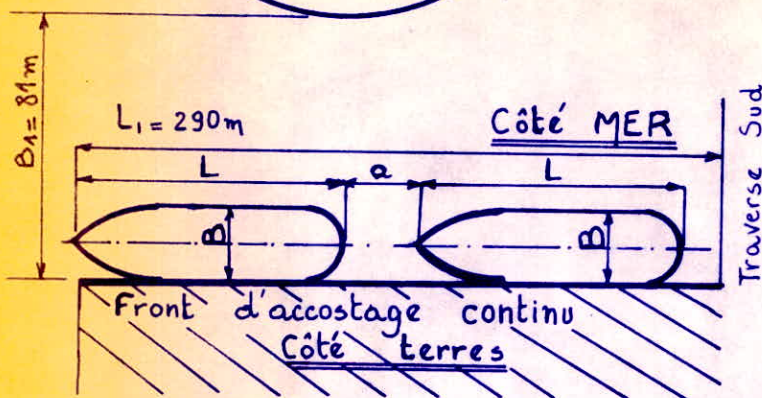
## Accostage:



### • restrictions nautiques:

\* La distance ( $B_1 = 81m$ ) du cercle d'évitage au bordage extérieur du navire accosté doit être supérieure ou égale à 2 fois la largeur (B) du navire

\*\* La longueur de chaque poste d'accostage doit être égale à la longueur L du navire s'amarrant majorée d'une marge a de (30m à 40m) pour l'amarrage.



### • Restrictions concernant les dimensions des navires:

#### \* Largeur B des navires:

$$B_1 \geq 2B \Leftrightarrow 81m \geq 2B \Leftrightarrow$$

$$B \leq 40,5m \quad (\text{Condition 4})$$

#### \*\* Longueur L des navires: nous aurons 2 postes à quai:

$$L \leq \frac{L_1 - 40}{2}$$

$$L \leq \frac{290 - 40}{2}$$

$$L \leq 125m \quad (\text{Condition 5})$$



# DIMENSIONS OPTIMALES DES NAVIRES

Nous entendons par "dimensions optimales" des navires, leurs caractéristiques permettant une exploitation convenable de l'ouvrage projeté :

\* Nombre de portes à quai :

Selon la Condition 1 :  $L \leq 125 \text{ m}$  nous aurons 2 portes à quai pour les navires de 10.000 tdl à 12.000 tdl (de 120m à 130m de long)

\*\* Niveau d'eau T des navires :

- La cote de dragage dans le cercle d'évitage est de : - 11,00 m ZH

- Dans le reste de l'avant-port, la cote de dragage sera : - 10,00 m ZH  
Le tirant d'eau convenable sera :

$$T = 9,20 \text{ m}$$

\*\*\* Longueur L des navires : Conformément aux restrictions déjà citées :

- $L \leq 125 \text{ m}$  : Condition 1
- $L \sim 119 \text{ m}$  : Condition 3
- $L \leq 125 \text{ m}$  : Condition 5

$$\} \Rightarrow L = (120 \div 125) \text{ m}$$

\*\*\* Largeur B des navires : Selon les conditions rencontrées :

- $B \leq 31 \text{ m}$  : Condition 2
- $B \leq 40,5 \text{ m}$  : Condition 4

$$\} \Rightarrow B = 31 \text{ m}$$

## REMARQUE :

Les dimensions T, L, B déterminées précédemment sont telles pour lesquelles il n'y a aucun risque pour les navires et le quai lors des différentes opérations aboutissant à l'accostage.

\* Il est à noter qu'avec l'aide de remorqueurs, des navires d'autre envergure peuvent accoster avec notamment :

$$T = 9,20 \text{ m}$$

$$L = 290 - 40 = 250 \text{ m} : \text{Un porte à quai éventuellement}$$

$$B = 40,5 \text{ m} : \text{Condition 4}$$

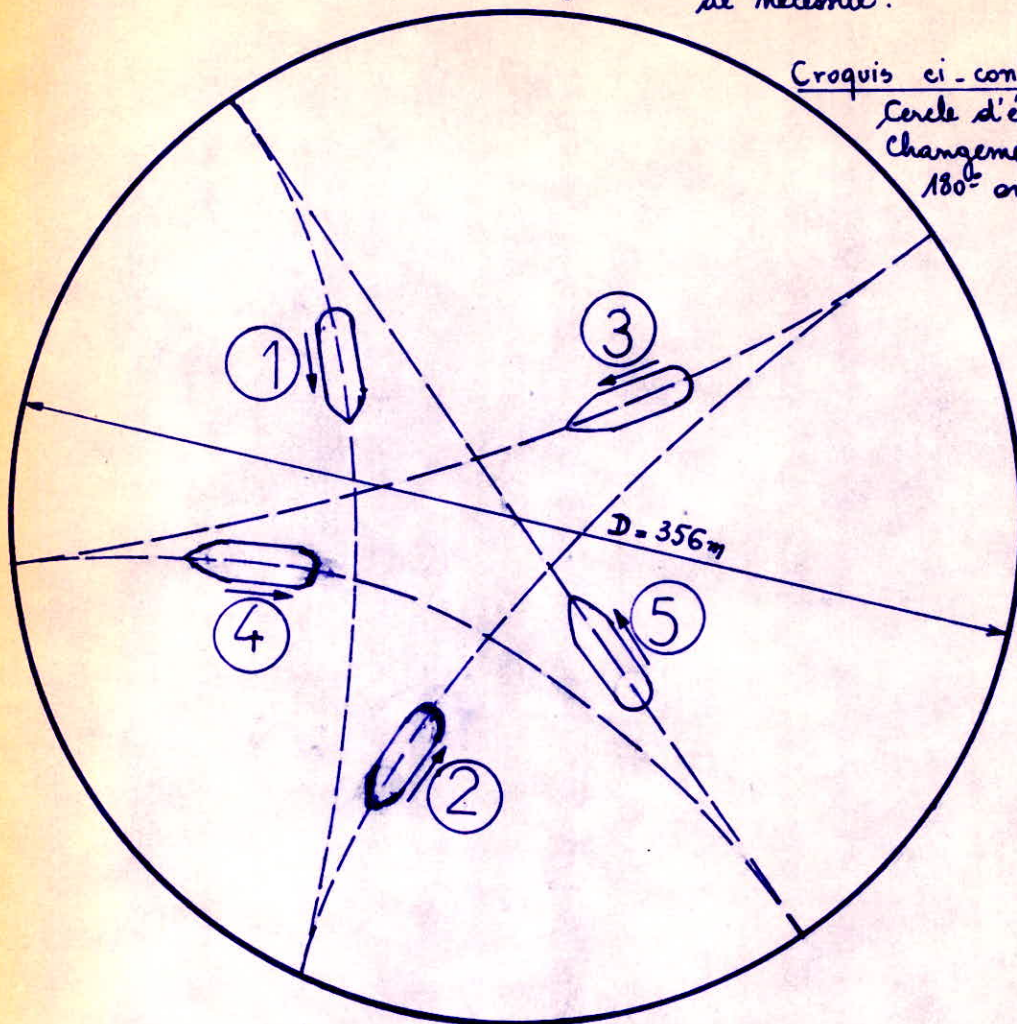
⊗ Nos calculs de résistance seront envisagés avec  $T = 9,20 \text{ m}$ ,  $L = 220 \text{ m}$  et  $B = 31,85 \text{ m}$  mais un port en lourd majoré à 52.000 tdl par SECURITE.



# Manœuvres des NAVIRES

Evitage: L'évitage est l'opération au terme de laquelle le navire aura effectué un changement de cap de  $180^\circ$ .

- .. Le plan de l'eau doit permettre l'inscription d'un cercle dont le diamètre  $D$  serait d'environ 3 fois la longueur  $L$  du navire. L'avant-port doit permettre au navire entrant de passer son "côté" et de s'arrêter; compte-tenu de la situation pour certains navires d'"éviter".
- ... Le navire est tenu d'"éviter" afin de pouvoir accoster et s'amarrer face au large pour manœuvrer rapidement en cas de nécessité.



Croquis ci-contre.

Cercle d'évitage avec changement de cap de  $180^\circ$  entre phases 1 et 5.

... Caractéristiques du cercle d'évitage existant:

\* Côte de dragage (- 11,00 m ZH): conforme au tirant d'eau  $T=9,20$  m

\* Diamètre  $D = 356$  m  $D \sim 3L \Rightarrow L = D/3 = 356/3 = 119$  m

La longueur du plus grand navire appelé à emprunter le port projeté doit être voisine de 119 m = L: Condition 3)

Nota: \* Casser "l'axe": Richirer l'alignement du navire.



**ANNEXE 1**



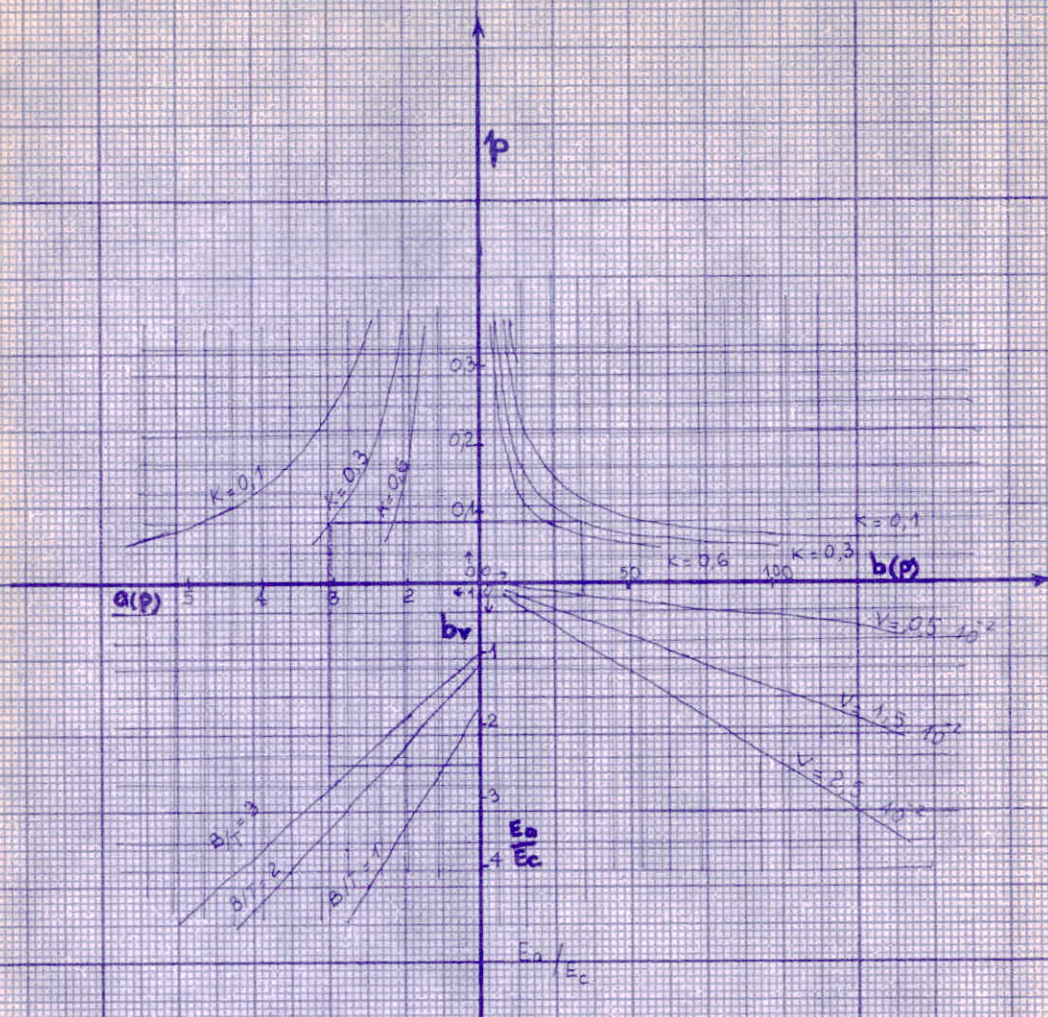
**abaques**



# **annexes**

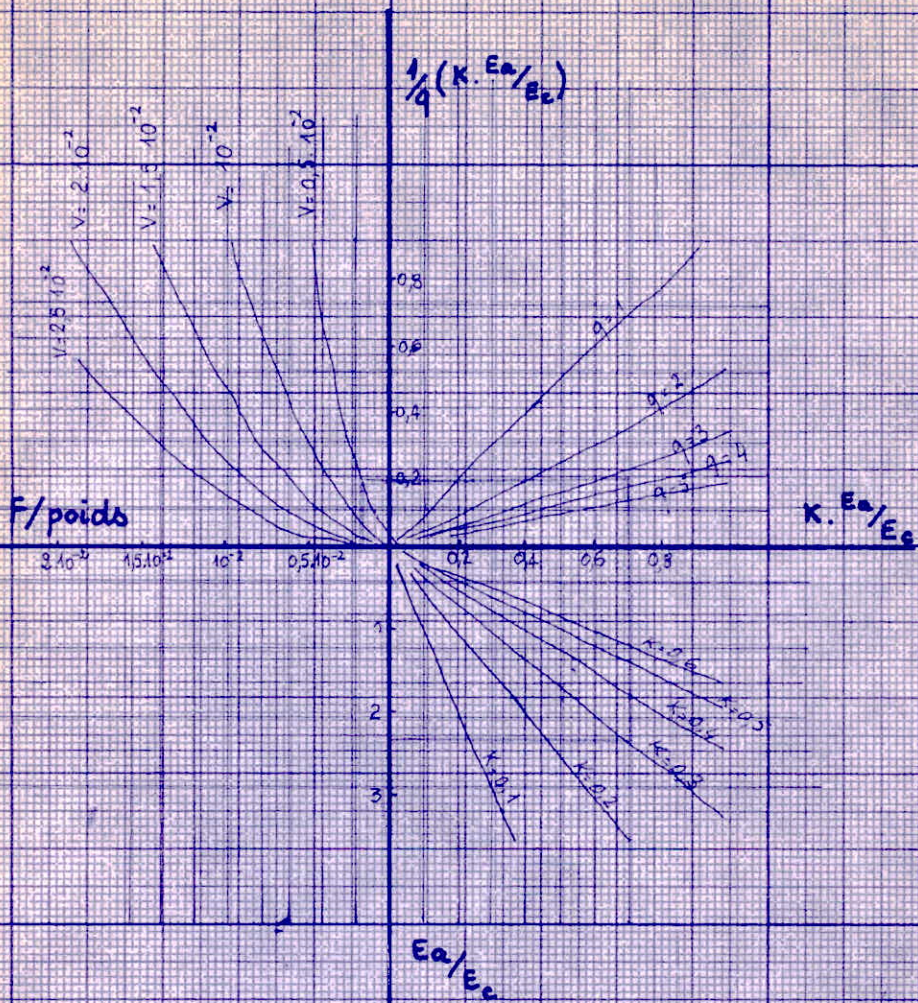


# Calcul de L'ENERGIE





# Calcul De La REACTION





ANNEXE

# **devis estimatif**



# Devis Estimatif (Variante n° 1)

Designations	Unité	Quantités	Prix Unitaires	Montant
Amené et repli du Matériel	—	Forfait	450.000,00	450.000,00
Installation de Chantier	—	Forfait	1.400.000,00	1.400.000,00
Matériaux pour plateforme d'assise	m <sup>3</sup>	1.400,00	140,00	196.000,00
Réglage de la plateforme sous-marine	m <sup>3</sup>	2.950,00	220,00	649.000,00
Poutres	m <sup>3</sup>	200,00	150,00	30.000,00
Béton de masse pour prefab. et pose	m <sup>3</sup>	14.850,00	1.800,00	26.730.000,00
B.A pour Bloc spéciaux de bollards	m <sup>3</sup>	530,00	2.200,00	1.166.000,00
Sacs de béton	m <sup>3</sup>	150,00	2.200,00	330.000,00
B.A de Couronnement	m <sup>3</sup>	1.200,00	1.800,00	216.000,00
B.A pour bordure de quai	m <sup>3</sup>	200,00	1.200,00	240.000,00
Rescindement	m <sup>3</sup>	15.800,00	300,00	4.740.000,00
Matériau pour filtre	m <sup>3</sup>	18.600,00	70,00	1.302.000,00
Tout Venant pour remblai	m <sup>3</sup>	62.000,00	60,00	3.720.000,00
Matériau pour Couche Dup Terre plein	m <sup>3</sup>	4.300,00	80,00	344.000,00
Dragage en terrain meuble	m <sup>3</sup>	45.000,00	30,00	1.350.000,00
Deroctage	m <sup>3</sup>	105.000,00	90,00	9.450.000,00
Revêtement terre-plein	m <sup>3</sup>	10.950,00	30,00	328.500,00
Organeaux	U	8,00	1.700,00	13.600,00
bollards	U	14,00	12.000,00	168.000,00
defenses	U	9,00	95.000,00	855.000,00
Ech. Métalliques	U	6,00	1.200,00	7.200,00
genie civil- Fourniture - rails	Est.	Est		1.800.000,00 650.000,00
Total +10% Somme à Valoir	—	64.000.000,00 DA		



## Detail esmatif ( Variante 2 )

Designations	unite	Quantités	Prix Unitaires	Montant
Amené et repli de materiel	/	Forfait	4.50.000,00	450.000,00
Installation de Chantier	/	Forfait	4.400.000,00	12.00.000,00
Recindement	m <sup>3</sup>	18.200,00	300,00	5.460.000,00
Dragages terrain meuble	m <sup>3</sup>	50.000,00	30,00	1.500.000,00
Derectages	m <sup>3</sup>	118.000,00	90,00	10.620.000,00
Materiaux Concassés pour Souille	m <sup>3</sup>	5.500,00	140,00	770.000,00
Moellons de protection	m <sup>3</sup>	1.400,00	150,00	210.000,00
Reglage de la plateforme Beton. A Sous marine + Caisson	m <sup>3</sup>	4.700,00 4.930,00	220,00 4.000,00	9.250,00
Elements prefabriques Dupersr.	m <sup>3</sup>	950,00	3.000,00	2.850.000,00
B.A pour Dupst. coulé en place	m <sup>3</sup>	1.400,00	1.800,00	2.520.000,00
B. A pour Bloc d'Ancrage des Bollards	m <sup>3</sup>	750,00	2.000,00	1.500.000,00
Remplissage des Caissons	m <sup>3</sup>	26.000,00	60,00	1.560.000,00
Dallage en B.A	m <sup>3</sup>	470,00	1.600,00	752.000,00
Remblai Tout-Venant Arriere Superst.	m <sup>3</sup>	60.000,00	60,00	3.600.000,00
Enroch. de prot. de talus	m <sup>3</sup>	460,00	150,00	69.000,00
Bollard de 60t et Da pose	U	18,00	12.000,00	144.000,00
Defense et Da pose	U	9,00	95.000,00	855.000,00
Organeaux et pose + echelles	U	300 500	1.700,00 1.200,00	11.900,00 6.000,00
Genie civil pour Voies ferrées	/	Estimation	/	2.200.000,00
Fourniture et pose de rails	/	Estimation	/	650.000,00
		Total .....		56.361.900,00
Somme à Valeur de 10% + Total		Total .		62.000.000,00 DA



# BIBLIOGRAPHIE

- .. Regles C.C.B.A 68
- .. Regles R.C.M 66
- .. Regles Parasismiques 69
- .. Calcul et Verification des ouvrages en Beton Armé (CHARON)
- .. Travaux Maritimes t 1 et 2 (CHAPON)
- .. Cours d'hydraulique maritime et de travaux maritimes  
(J. LARRAS)



# MODELE REDUIT





## Modele reduit

L'étude sur un modele reduit est souhaitable ayant en vue la complexite de la construction qui est signifiée par les restrictions suivantes:

- $\alpha$  / Les colonnes sont des coques cylindriques courtes pour lesquelles la theorie des coques ordinaires n'est pas applicable.
- $\beta$  / Les coques sont remplies d'un remblai en tout-venant qui modifie considerablement le comportement de la construction sous les charges appliquees.
- $\delta$  / L'épaisseur de la dalle de superstructure est grande ( $e = 2\text{ m}$ ), et la theorie des dalles n'est pas strictement applicable
- $\delta$  / Les conditions d'appui de la dalle sont extremement compliquees
- $\varepsilon$  / Les charges sur les colonnes et sur la dalle sont aussi compliquees

Les resultats d'un modele reduit (à savoir: deformations, contraintes, déplacements, sollicitations) dans le domaine elastique de comportement du materiau constituant le modele reduit seront susceptibles de guider l'elaboration du projet vers une plus grande economie et une securite certaine.

————— ———— ————— ————  
Pour l'elaboration du modele reduit, on pourra utiliser les relations suivantes:

$$* \quad \frac{L_N}{L_M} = \lambda = 10 \quad (\text{longueur})$$

$$* \quad \frac{\sigma_N}{\sigma_M} = \frac{E_H}{E_M} = \alpha \quad (\text{Contraintes, modules})$$

$$* \quad \frac{P_N}{P_M} = \alpha \cdot \lambda^2 \quad (\text{forces})$$



$$* \frac{\gamma_N}{\gamma_M} = \frac{\alpha \lambda^2}{\lambda^3} = \frac{\alpha}{\lambda} \quad (\text{Masses spécifiques})$$

$$\frac{\epsilon_N}{\mu_N} = \frac{\epsilon_M}{\mu_M} \quad (\text{coef. de poisson})$$

$$f_N = f_M \quad (\text{coef de frottement})$$

$$\varphi_N = \varphi_M \quad (\text{Angle de frottement interne})$$

$$\frac{C_N}{C_M} = \alpha \quad (\text{Cohesion})$$

Il est cependant certain que les plus longs travaux d'étude devront être consacrés à l'étude des matériaux constituant le modèle réduit envisagé.

On notera qu'il devra être établi au minimum 2 colonnes avec la superstructure y correspondant.

La réalisation des charges sera effectuée à l'aide de verins hydrauliques ou de tiges en acier.

Les déformations seront mesurées à l'aide de jauges ou rosettes placées dans les points adéquats permettant une bonne interprétation du phénomène.

Par contre, les déplacements seront évalués grâce à des indicateurs mécaniques et électriques.

Ayant ces données, on pourra alors alors calculer les contraintes et les sollicitations dans les points ou sections choisies.

A l'aide des diagrammes de sollicitations ainsi obtenus, on pourra alors vérifier l'armature adoptée théoriquement.

Cette expérimentation permettra alors de valider totalement les résultats recueillis théoriquement ou de les infirmer en partie.



PROJET DE FIN D'ETUDES

-----

UNIVERSITE BOUMEDIENE /-OUARI

-----

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

-----



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

-----

!!  
!!  
!! CONSTRUCTION DE DEUX POSTES !!  
!! A QUAI A SKIKDA !!  
!!  
!!

PROMOTION

J U I N 1980

ETUDIE PAR

N. HANNACHI

A. MEBARKI



# P L A N D' E T U D E

- 1.- Présentation du Projet
- 2.- Caractéristiques des matériaux
- 3.- Evaluation des Efforts
  - 3.1.- Efforts Verticaux
  - 3.2.- — Horizontaux
- 4.- Vérification de la stabilité
  - 4.1.- Glissement
  - 4.2.- Poinçonnement
  - 4.3.- Renversement
- 5.- Vérification au Seisme
- 6.- Evaluation des efforts dans la colonne
- 7.- Calcul des armatures de la colonne
- 8.- Superstructure
  - 8.1.- Tranche sur remblai
  - 8.2.- Tranches soumises aux camions, grue, poids propre
- 9.- Calcul des défenses
- 10.- Bollards
- 11.- Modèle réduit
- 12.- Exécution
- 13.- Remarques

: ————— oOo ————— :



LOG DRIVE  
0000

CART SPEC  
0100

CART AVAIL  
0100  
ODDD  
OBBB

PHY DRIVE  
0002  
0000  
0001

V2 M07      ACTUAL 16K      CONFIG 16 K

// FOR

\* ONE WORD INTEGERS

\* LIST SOURCE PROGRAM

\* IPCS (CARD, TYPEWRITER, KEYBOARD, 1132 PREINTER, PLOTTER, DISK)

    DIMENSION A (9,10)  
DØ 10 K = 1,9

READ (2,15) (A ( K , J ) , J = 1,5)

READ (2,15) (A ( K , J ) , J = 6,10)

10      CØTINUE

15      FØRMAT (5 E 16,5)

DØ 1 K = 1,8

L = K + 1

DØ 1 I = L,9

IF (A ( K,K ) )3,4,3

4      READ (3,11)

11      FØRMAT (10X,'MATRICE SINGULIERE')

GØ TØ 20

3      XM = A (I,K) /A (K,K)

DØ 1 J = L,10

A(I,J) = A(I,J) - XM\*A(K,J)

1      CØNTINUE

DØ 120 K = 1,9

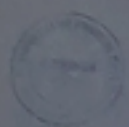
120      WRITE (3,31) (A(K,J) , J = 1,10)

31      FØRMAT (1X,9E12.5 / 1X,1E12.5)

20      CALL      EXIT

END





PROJET DE

DALLE

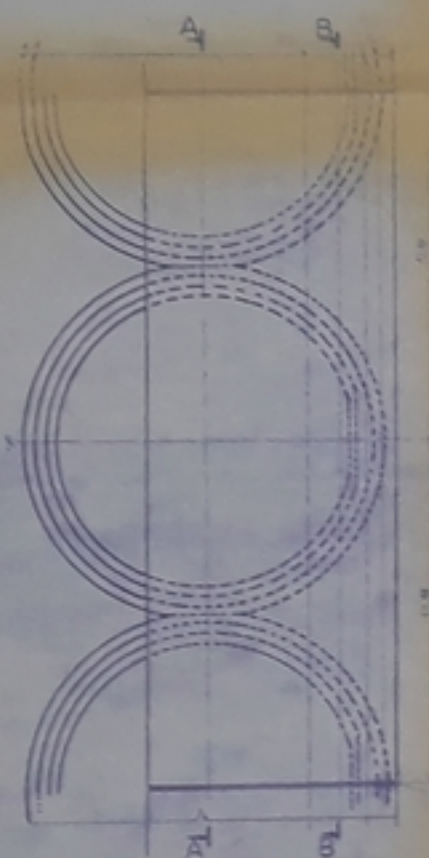
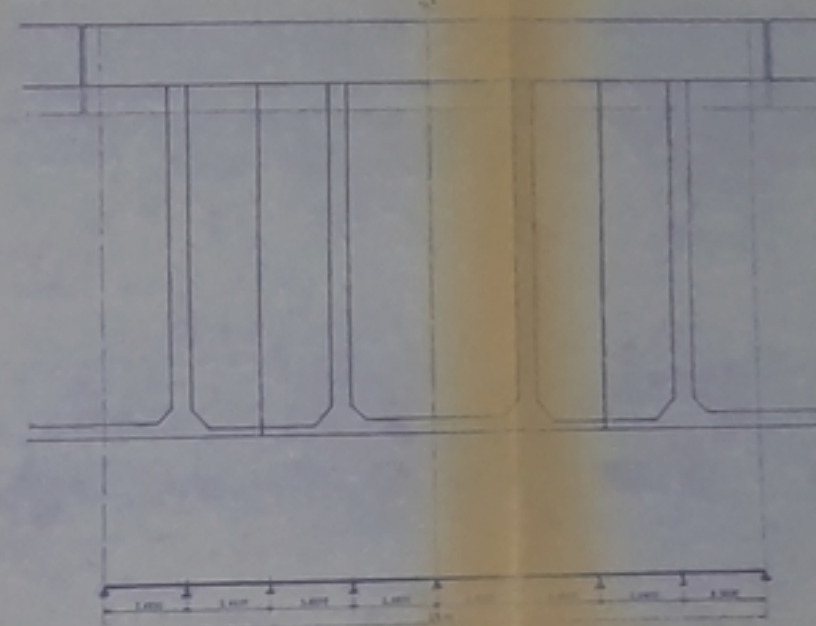
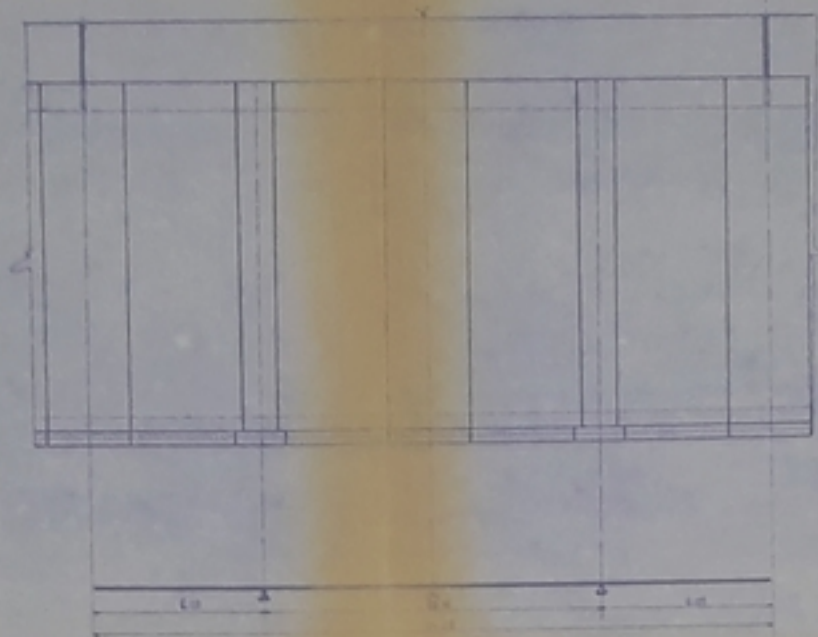
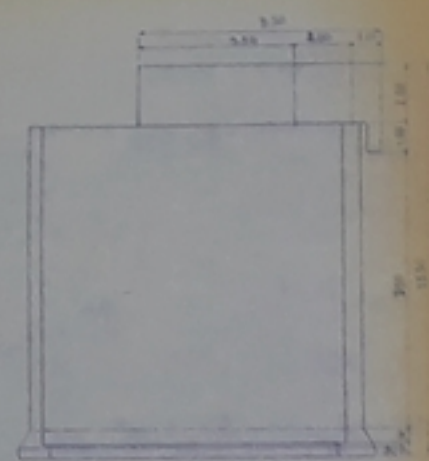
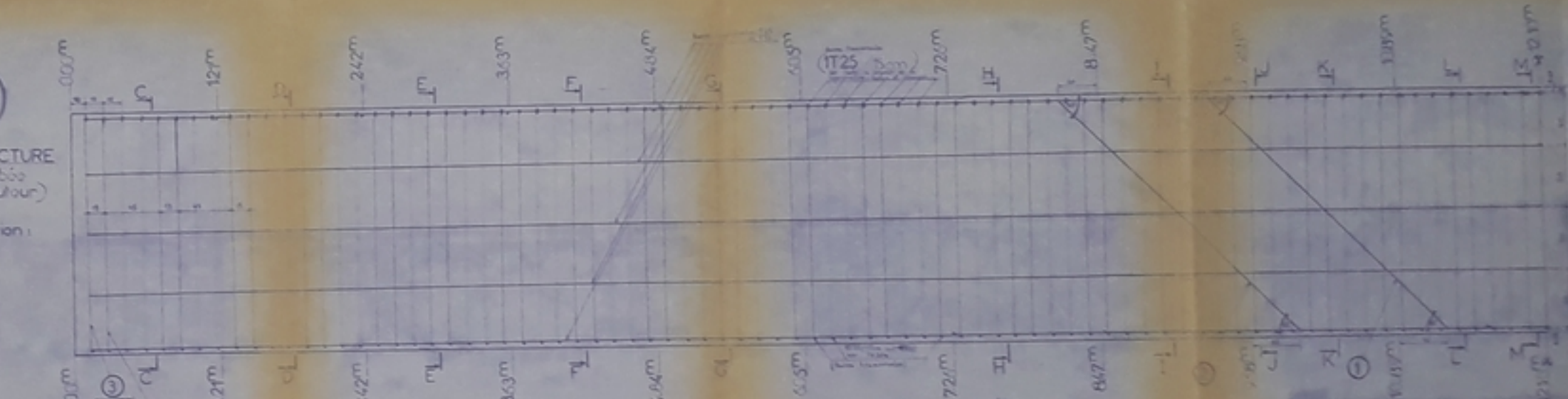


schéma  
2/33  
SUPERSTRUCTURE  
sans la rampe de 1m de hauteur  
vue en élévation

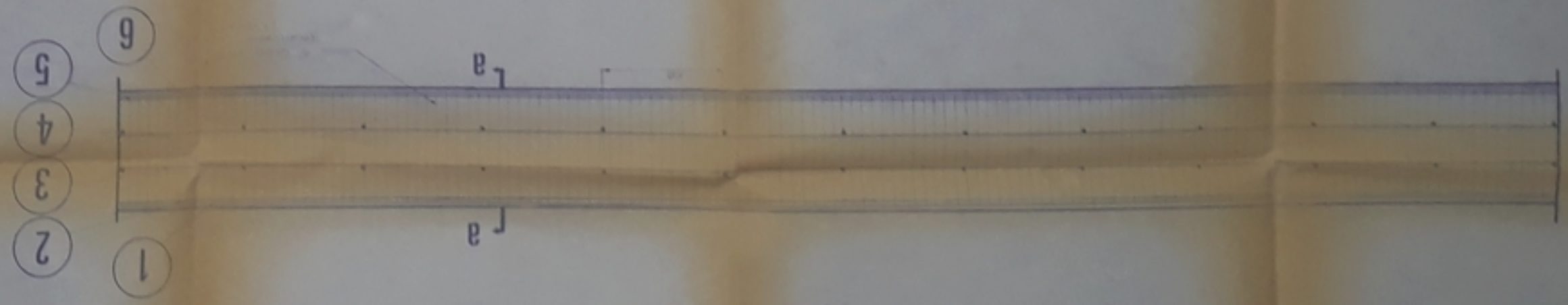
schéma  
1/33  
COUPE-A-A  
Murs en béton armé 30cm  
Plancher

schéma  
1/33  
COUPE-B-B  
Murs en béton armé 30cm  
Plancher

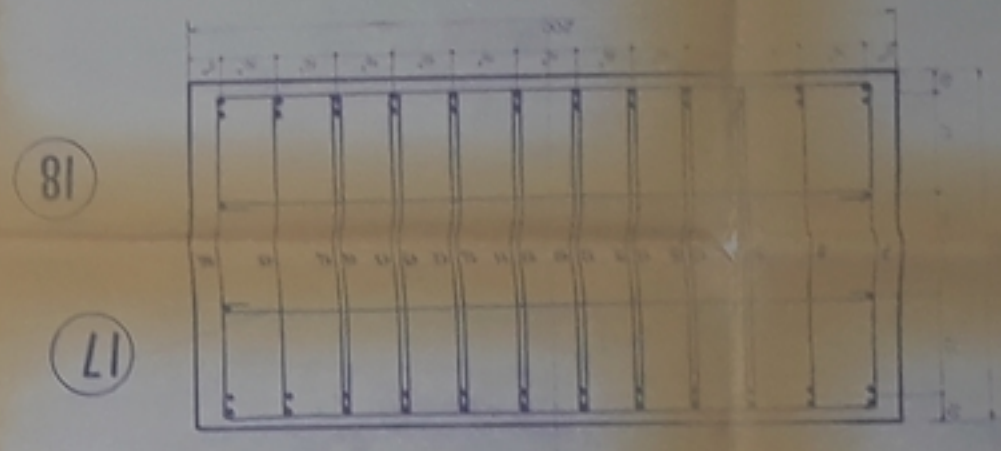




BRANCHE DE 12 m DE LONG  
Echelle 1/50

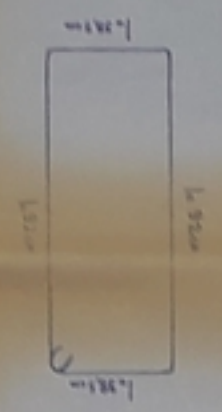


coupe : a-a  
Echelle : 1/50



- 1/5 12 HA 25 L=12m
- 5/2 12 HA 25 L=12m
- 3 2 HA 25 L=12m
- 4 2 HA 25 L=12m
- 17 11 HA 25 L=240m
- 18 11 HA 25 L=240m

CADRES 7/7 / 13/13 / 9-9 / 10-10 / 11-11  
Echelle 1:10 (1.25m)

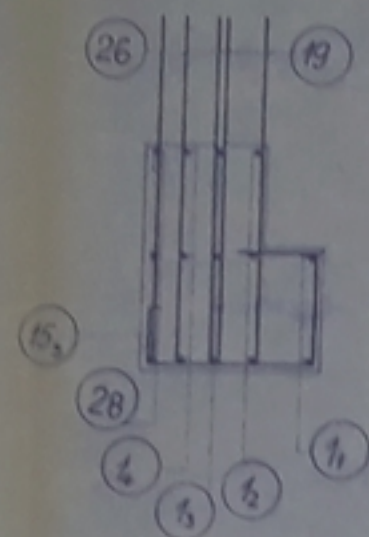


NOTA: 25 Aciers 1/23x55 sans joint  
haut à bout

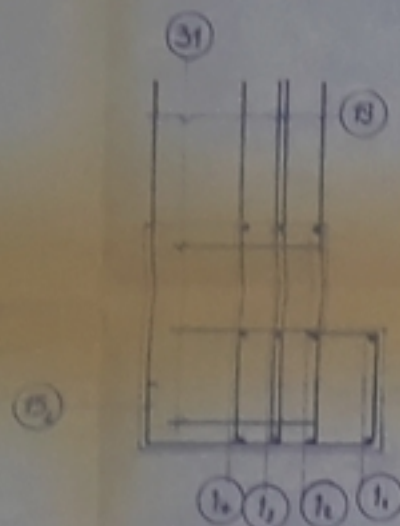
PB00880  
-2-



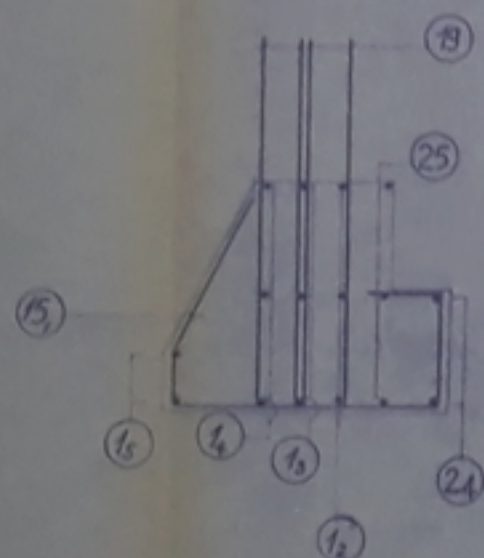
- COUPE 6-6 -



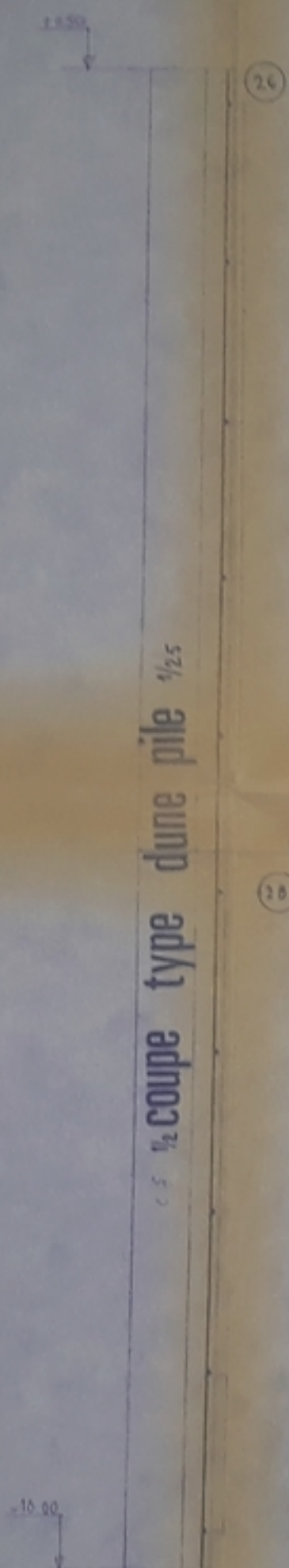
- COUPE 5-5 -



- COUPE 4-4 -



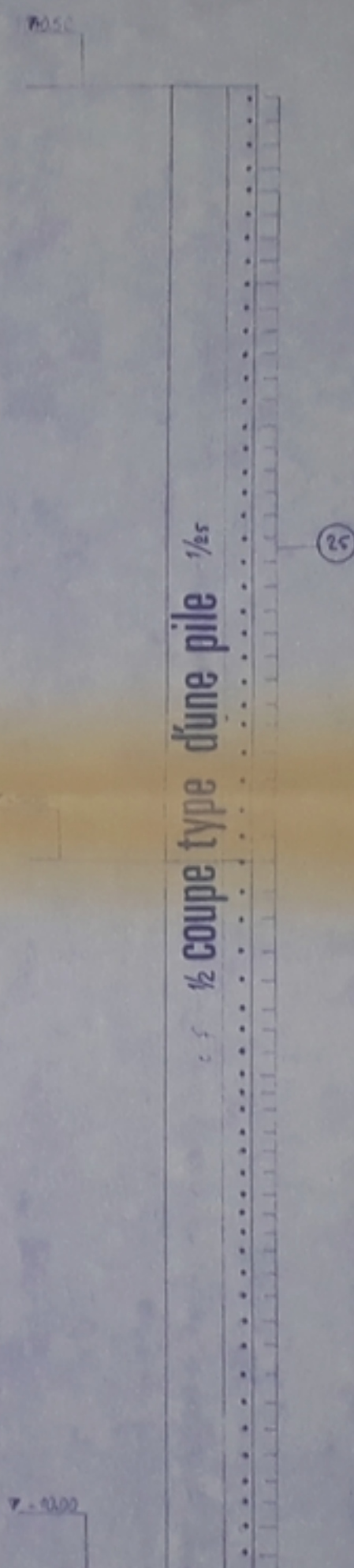
- COUPE 3-3 -



- COUPE 2-2 -



- COUPE 1-1 -



PR00880  
- 3 -

MARINIER

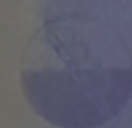
Neant



COUPES

11 2.2 33

4.4 5.5 66



Sonetrom

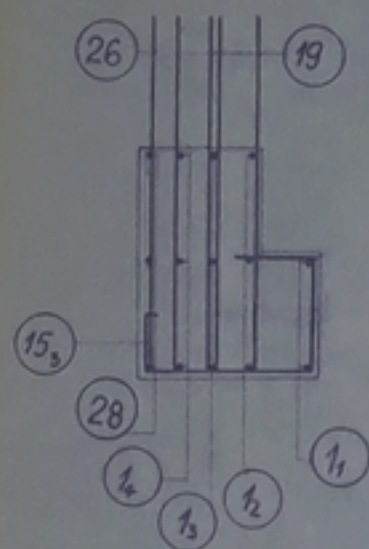
M. NERBILLO  
M. BONNACCI

1980

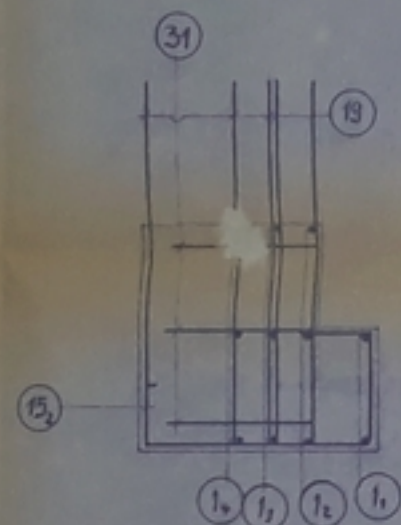
1/20/80



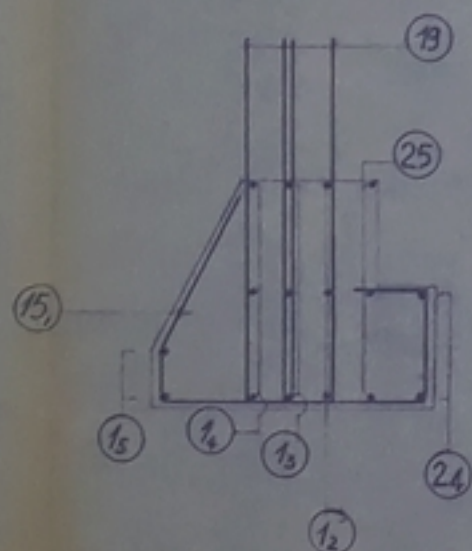
- COUPE 6-6 -



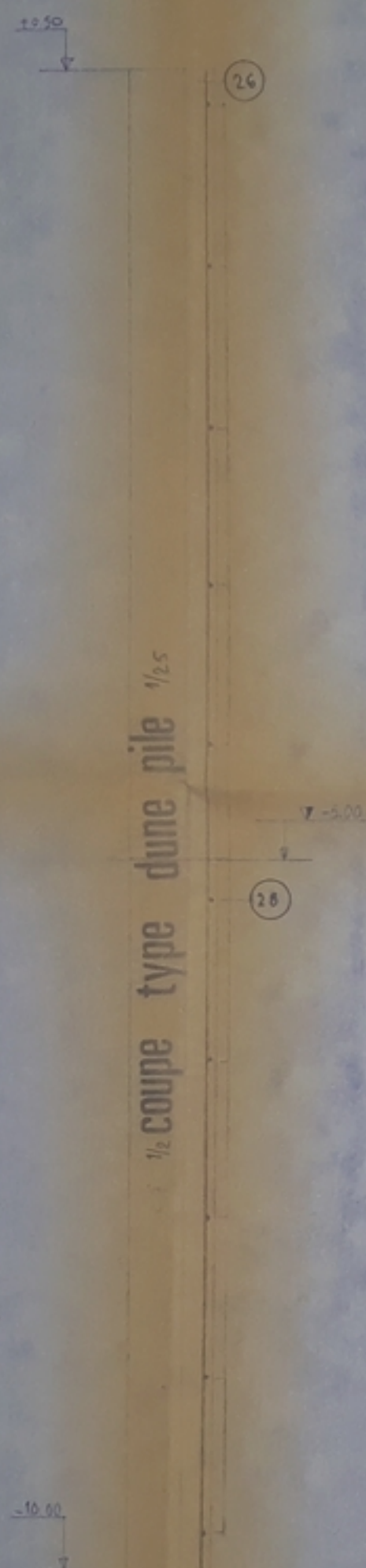
- COUPE 5-5 -



- COUPE 4-4 -



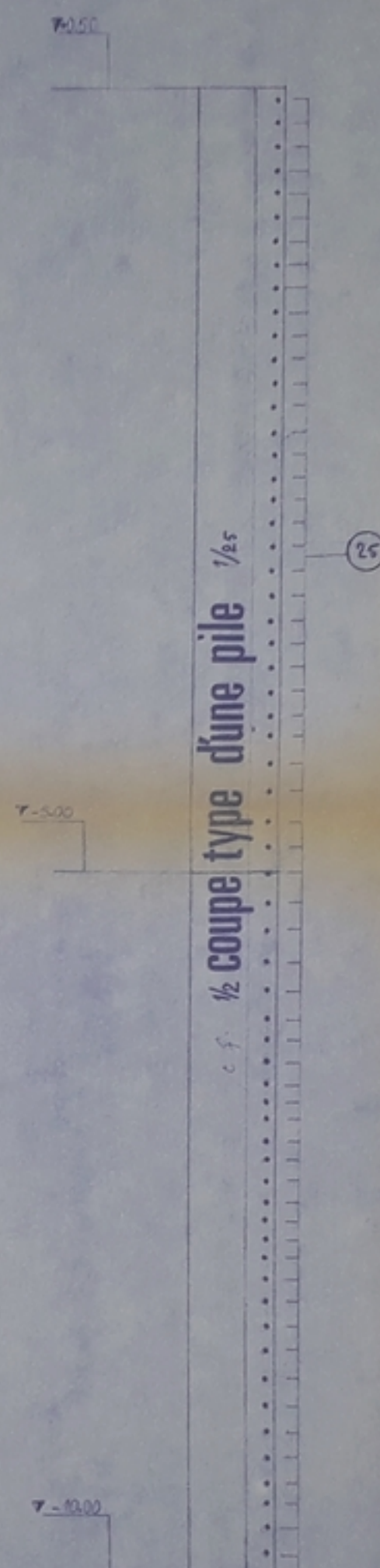
- COUPE 3-3 -



- COUPE 2-2 -



- COUPE 1-1 -



PB00880  
- 4 -

N. HANNACHI

Neant

COUPES

11 22 33

44 55 66

Sondram

A. MEBAK

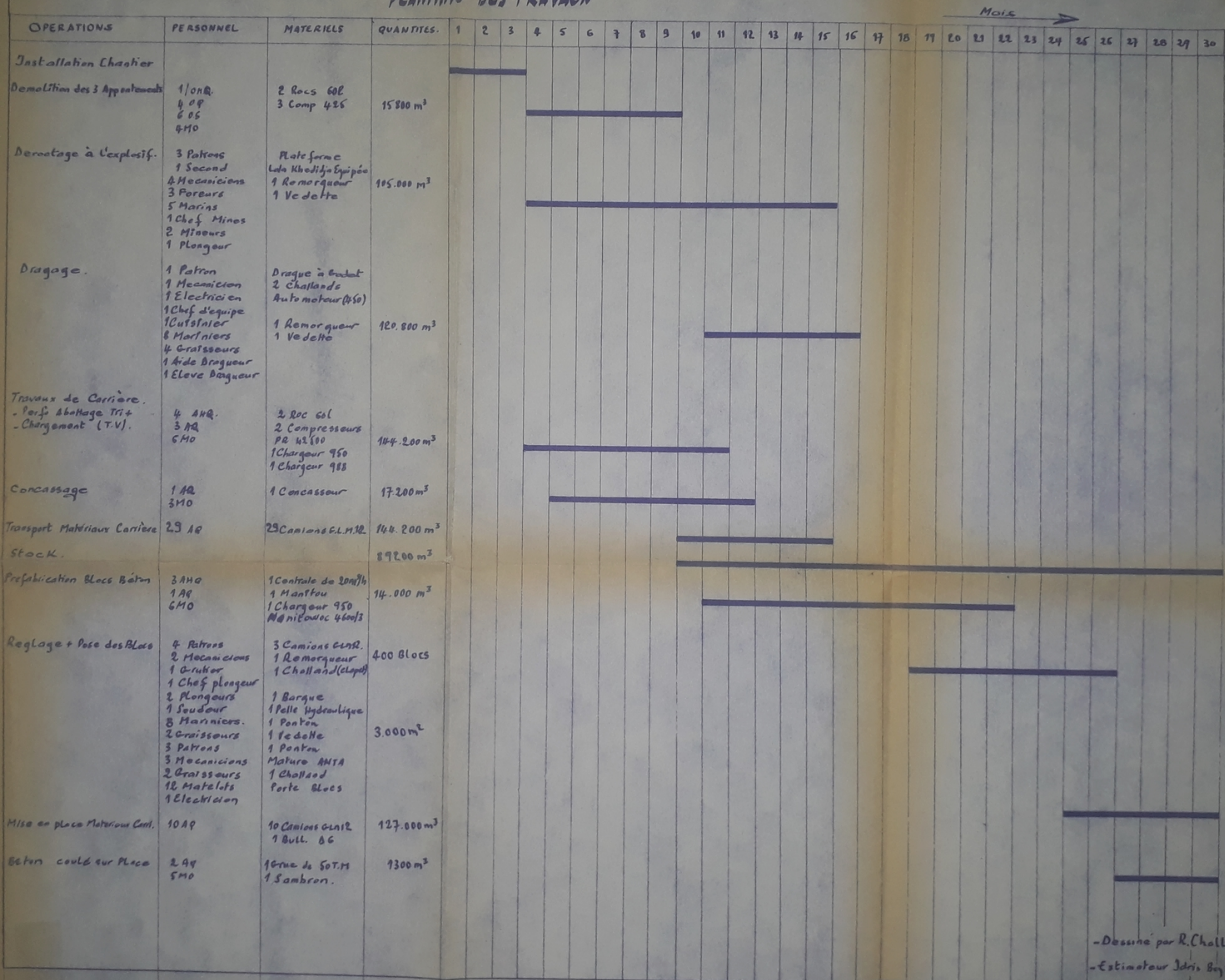
N. HANNACHI



PB 00880  
- 5 -

# 290 M.L DE QUAI A SKIKDA (EN BLOCS DE BETON PREABRIQUES)

## PLANNING DES TRAVAUX



- Dessiné par R. Chellal  
- Estimé par J. B. B.

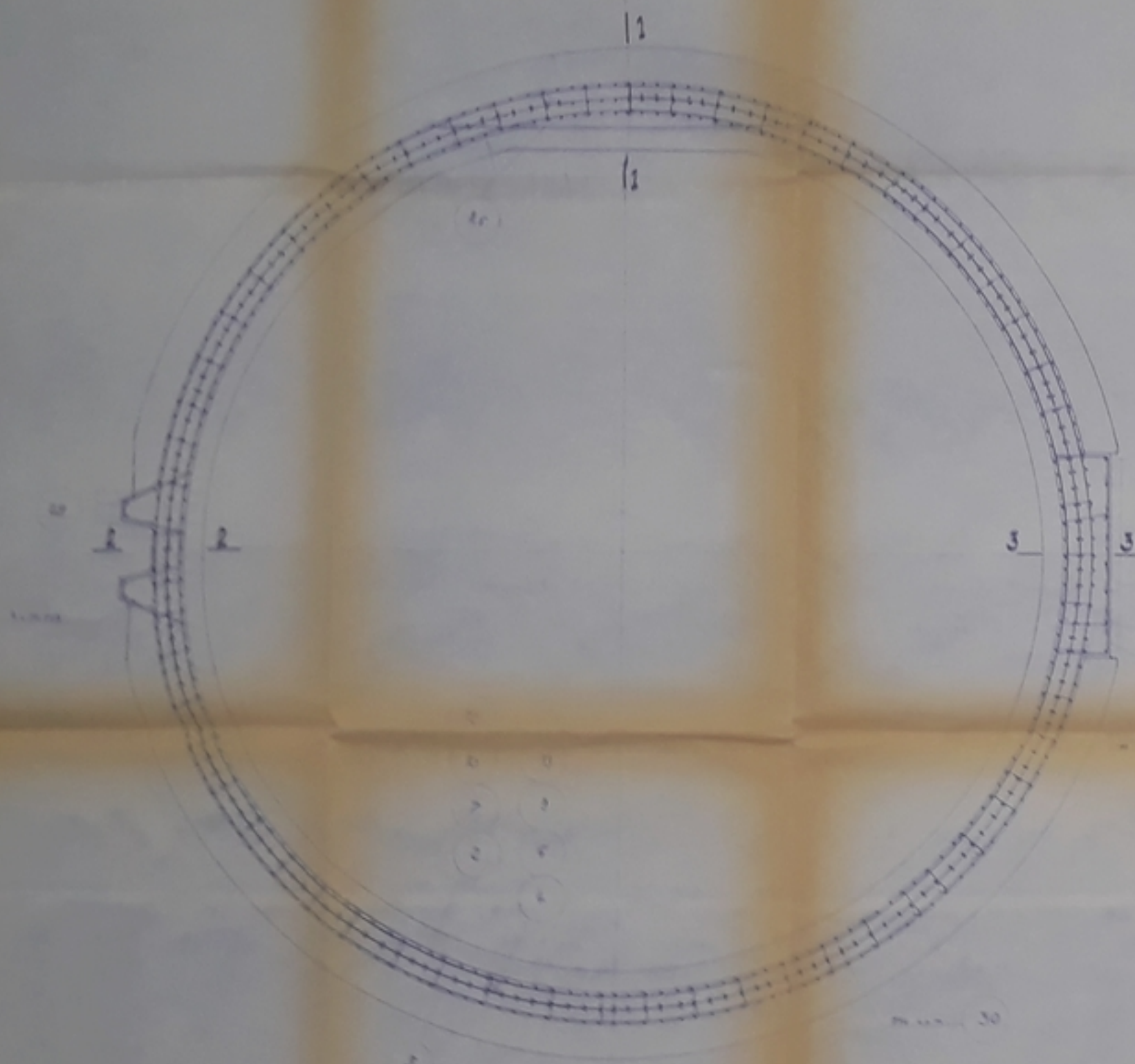


FERRAILLAGE FUT 1/25

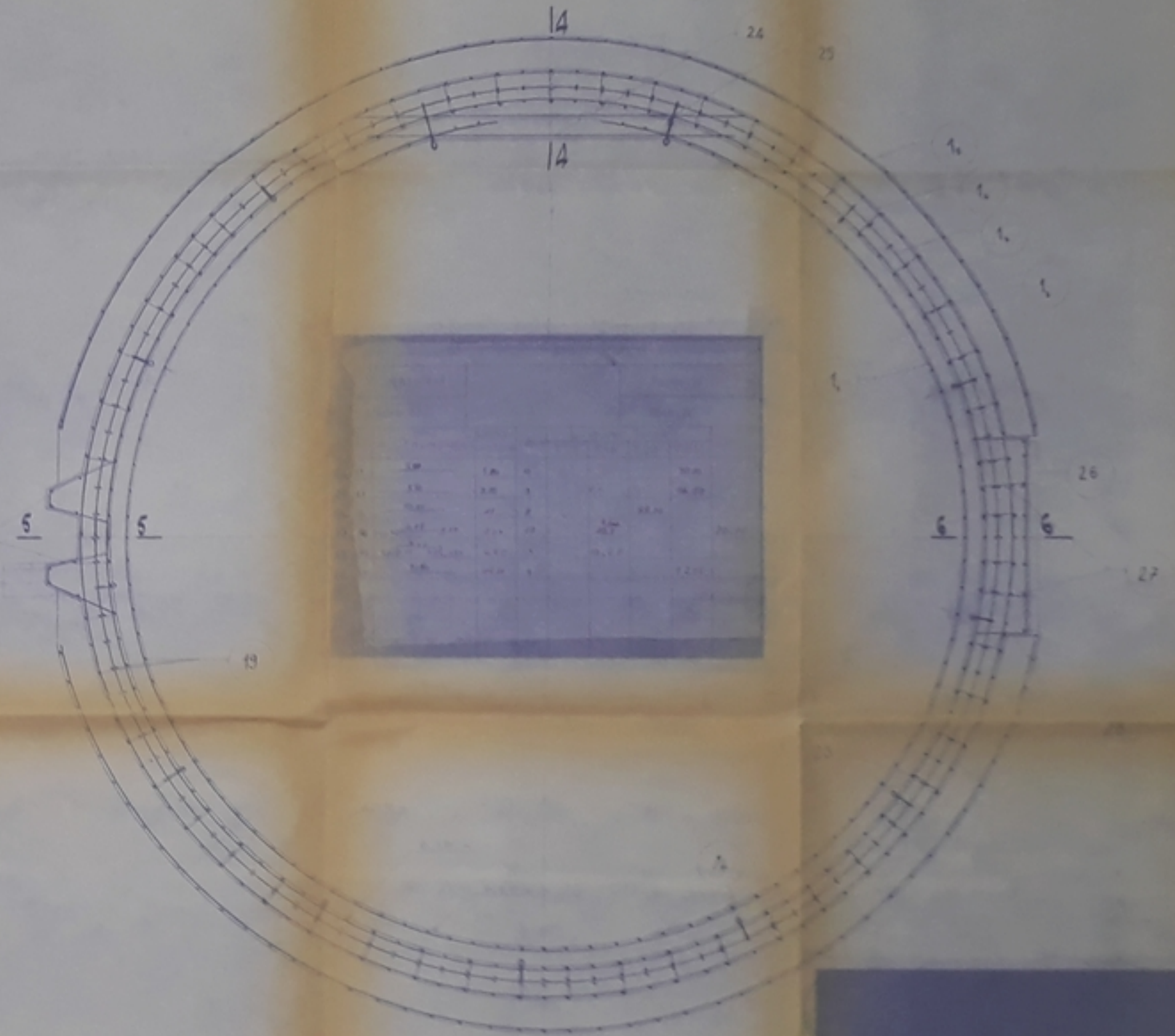
COTE MER

FERRAILLAGE SOCLE 1/25

0820080



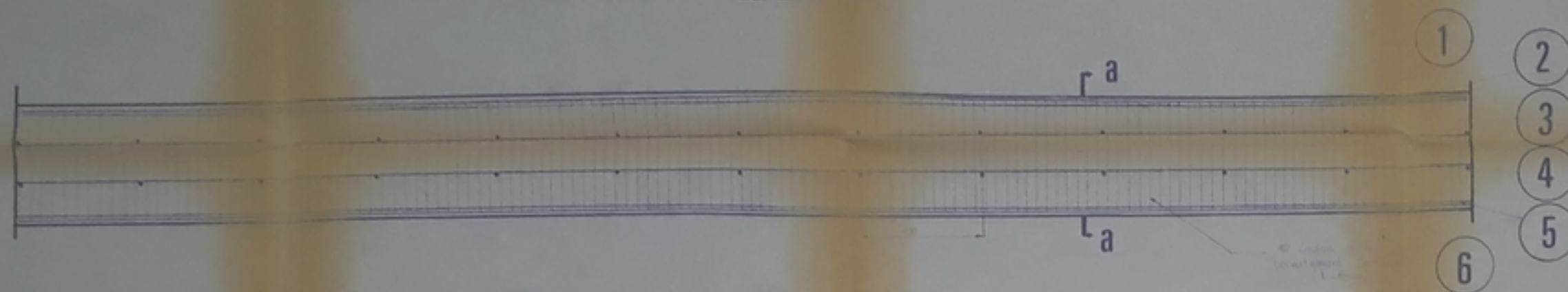
TERRE-PLEIN





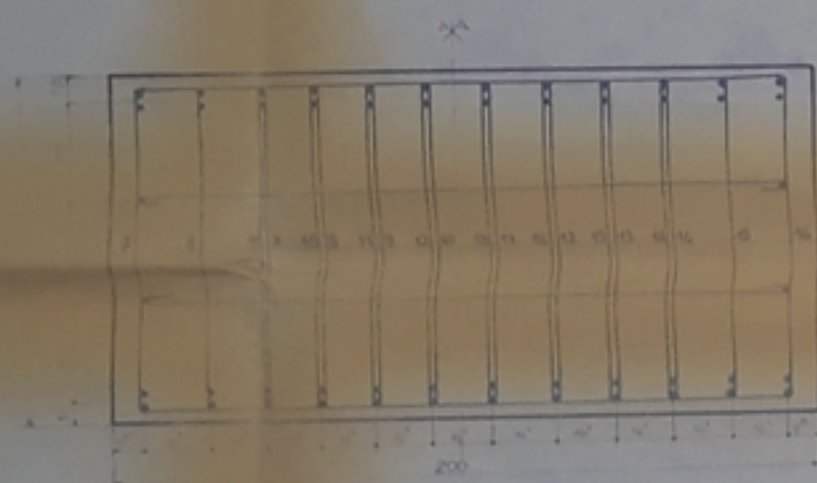
TRANCHE DE 12m DE LONG

ECHELLE 1/20

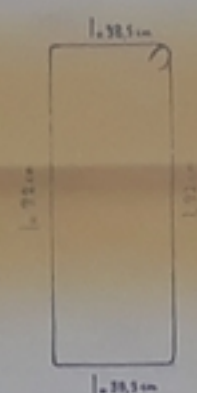


coupe : a-a

ECHELLE 1/10



• CADRES 7-7 / 8-8 / 9-9 / 10-10 / 11-11  
 12-12 / 13-13 / 14-14 / 15-15 / 16-16  
 ECHELLE 1:10 (L = 2,40m)



- 1/6 12 HA 25 L=12m
- 5/2 12 HA 25 L=12m
- ③ 2 HA 25 L=12m
- ④ 2 HA 25 L=12m
- ⑪ 11 HA 14 L=2,40m
- ⑫ 11 HA 14 L=2,40m

NOTA: Les Aciers 1;2;3;4;5;6 seront joints  
 bout à bout

PB00880  
 - 7 -

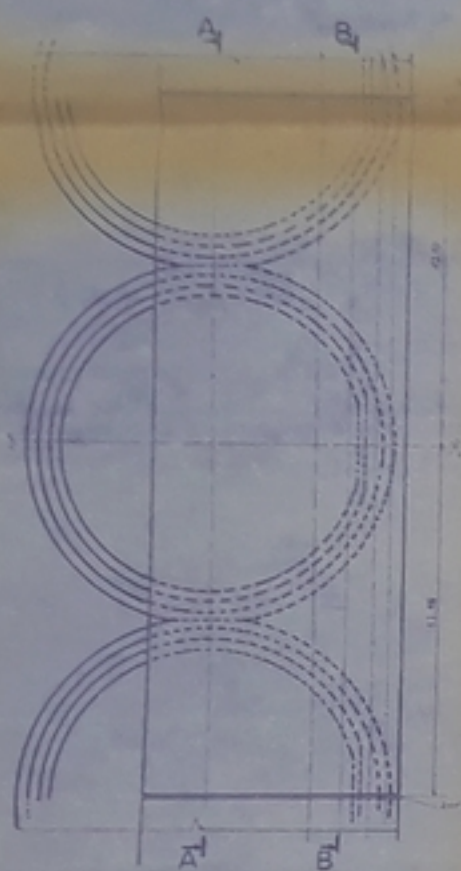
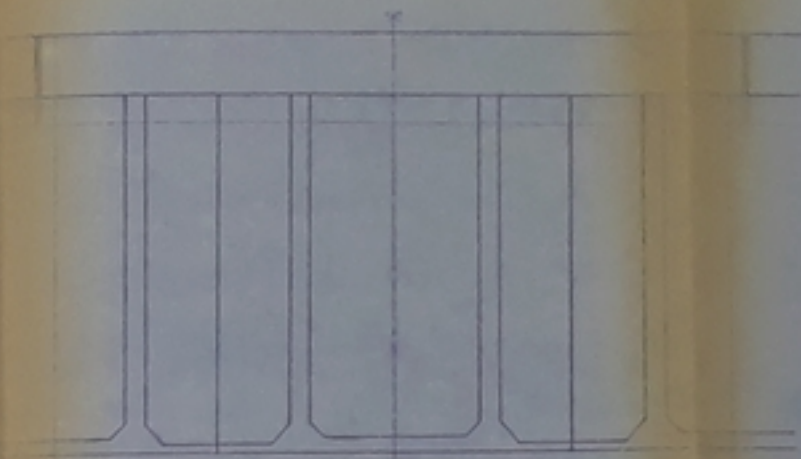
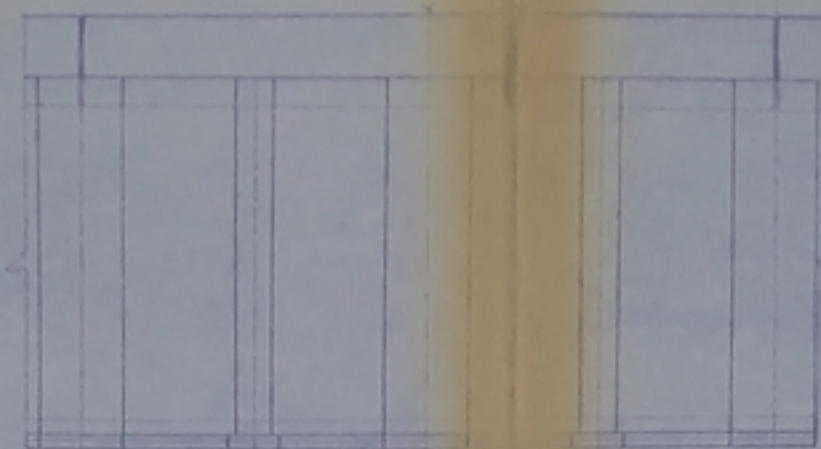
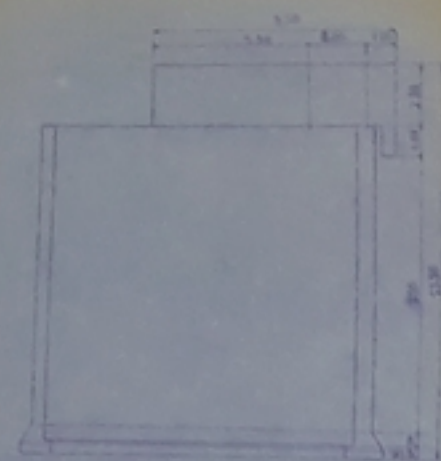
ferroillage

poutre

2,40m

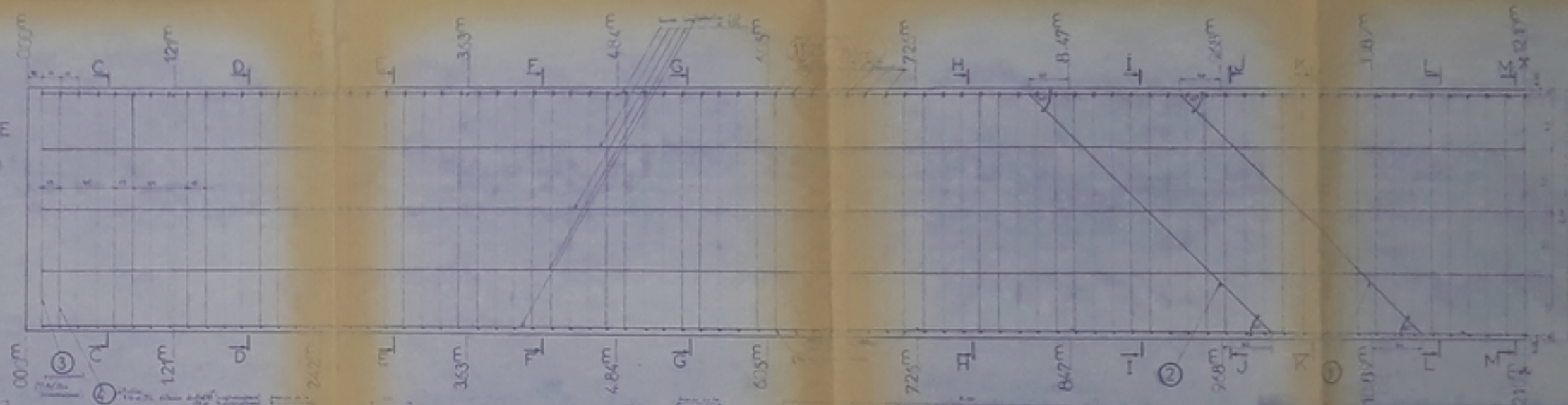


DALLE



schilo 2/33

SUPERSTRUCTURE  
pour la toiture  
(1.5m de hauteur)  
sur an élévation:



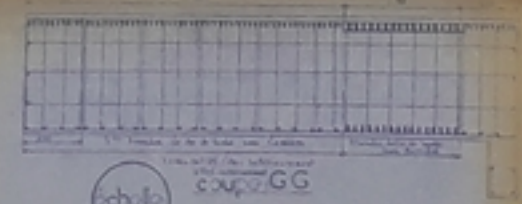
schilo 1/50 coupe C-C

schilo 1/50 coupe D-D

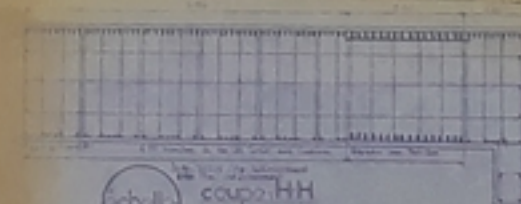
nota



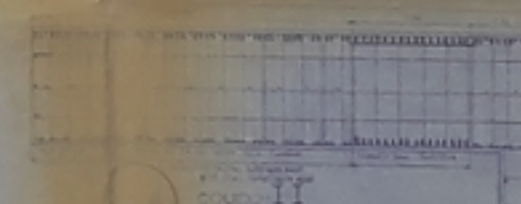
schilo 1/50 coupe FF



schilo 1/50 coupe GG



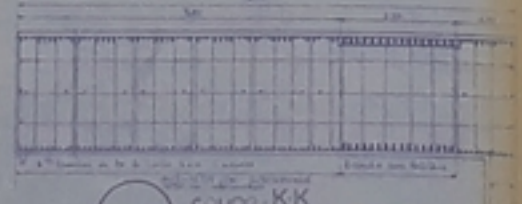
schilo 1/50 coupe HH



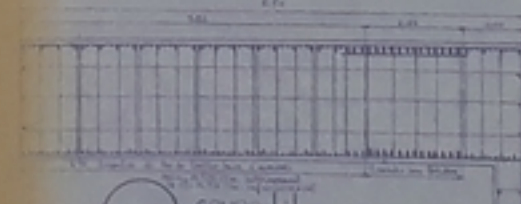
schilo 1/50 coupe II



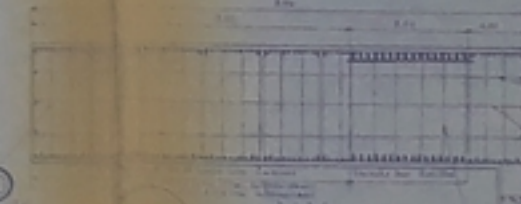
schilo 1/50 coupe JJ



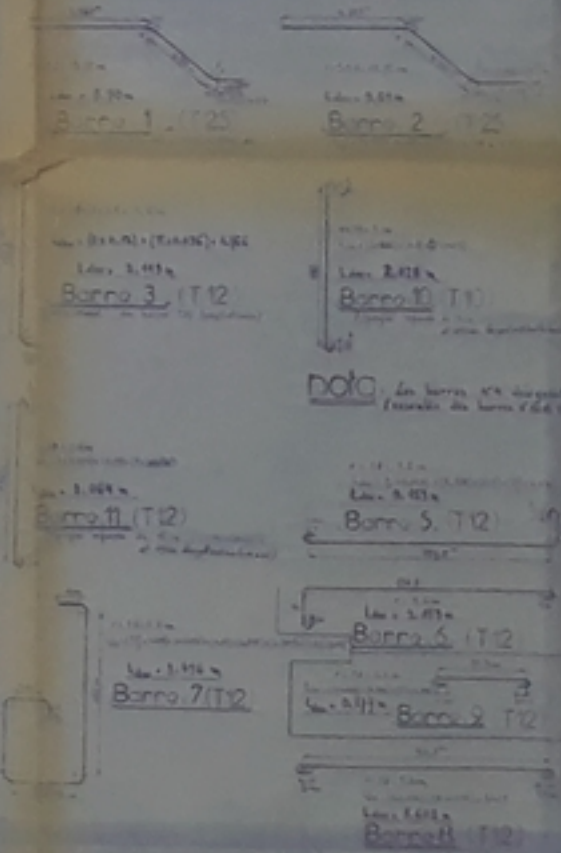
schilo 1/50 coupe KK



schilo 1/50 coupe LL



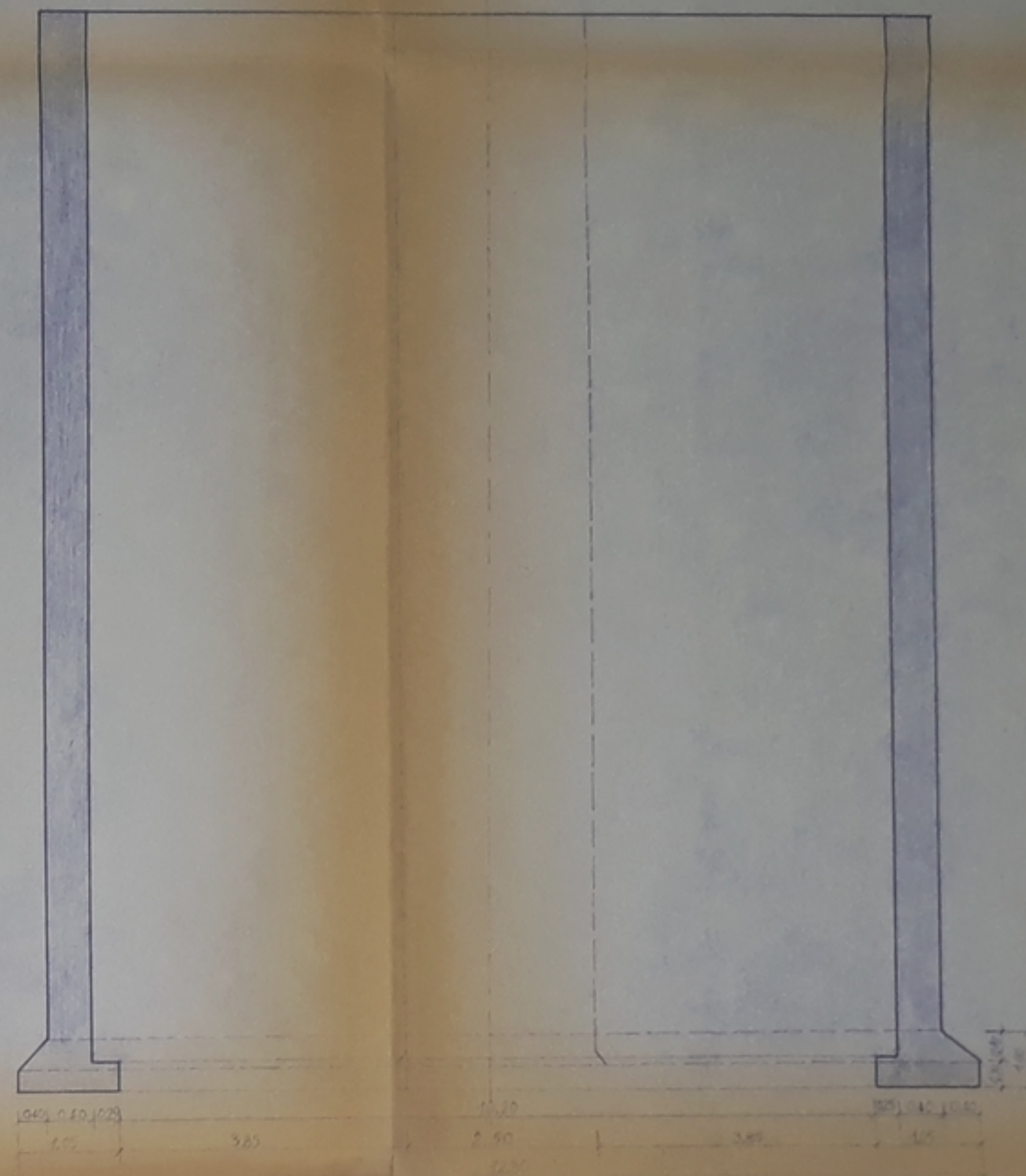
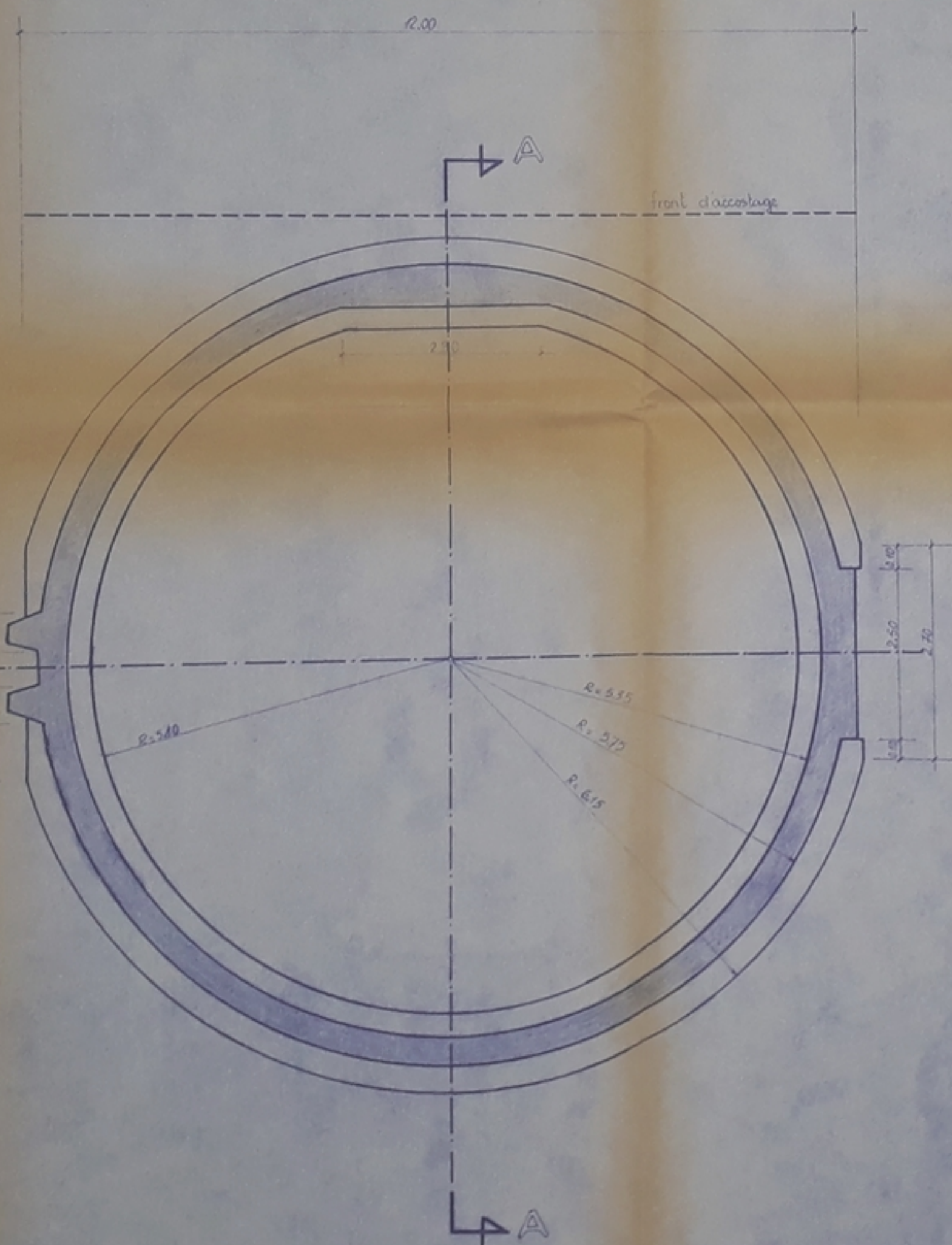
schilo 1/50 coupe MM





COUPE AA

VUE EN PLAN

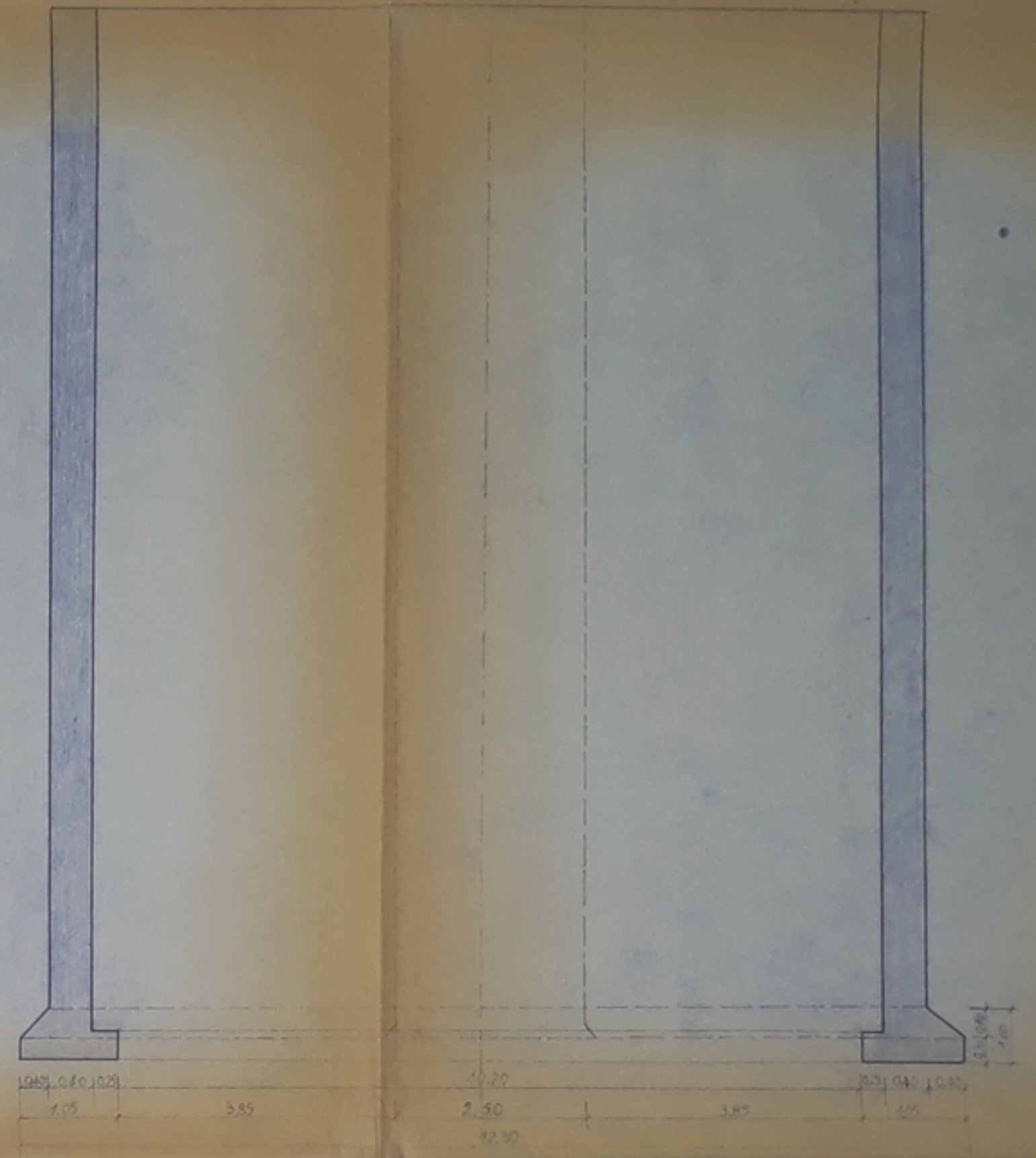


SKIKDA

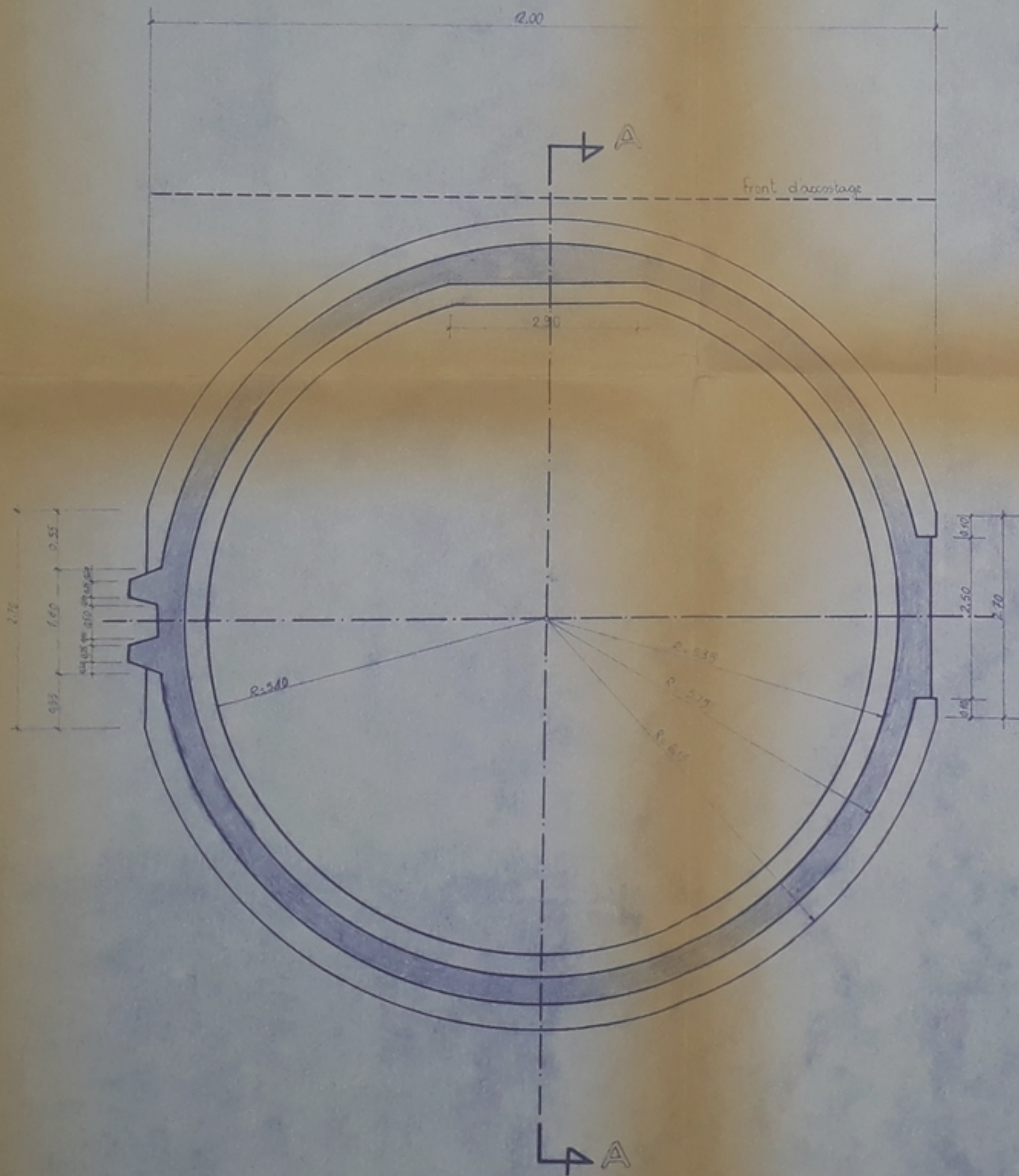
COFFRAGE DES COLONNES



COUPE AA



VUE EN PLAN



SKIKDA

COFFRAGE DES COLONNES

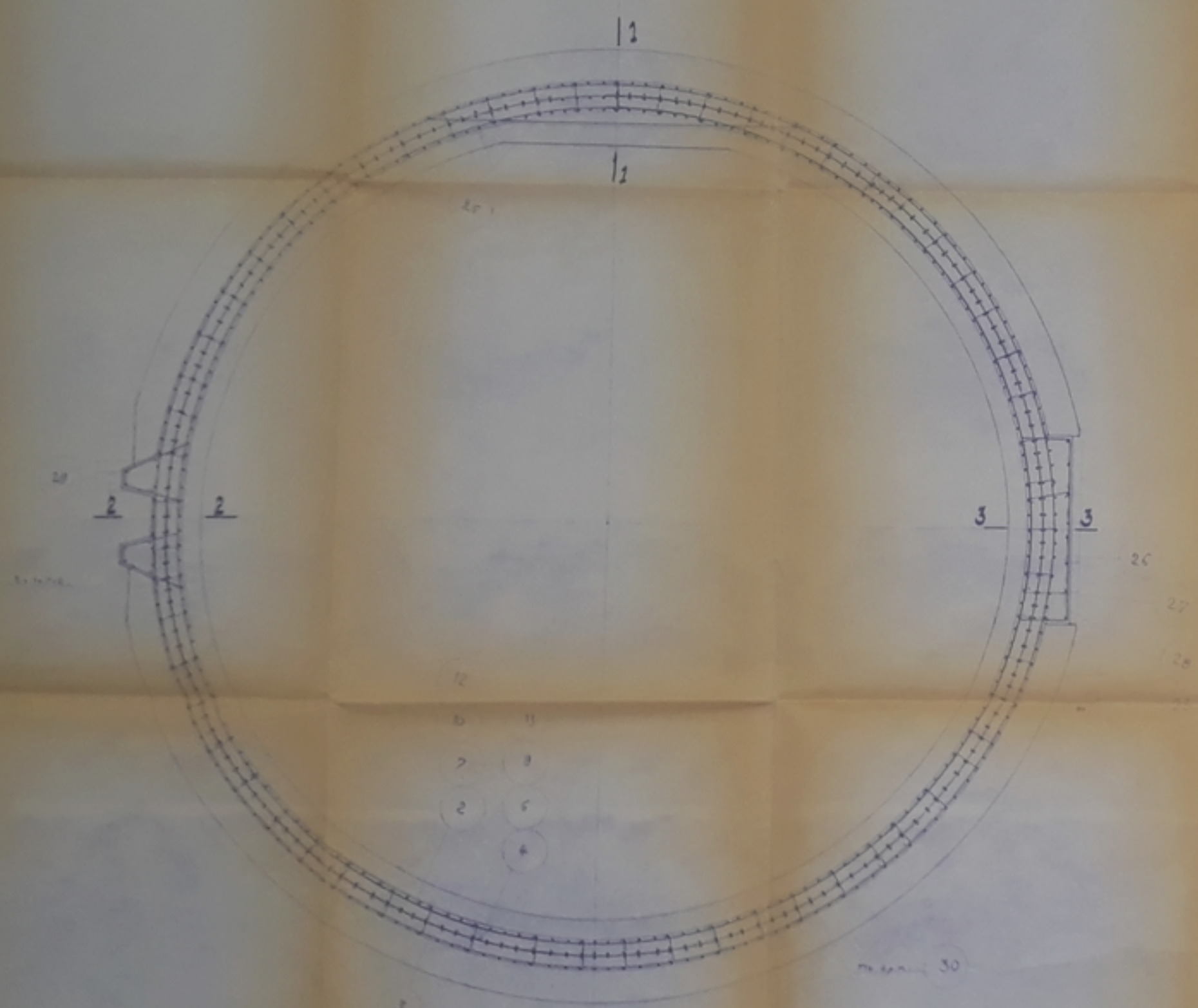


FERRAILLAGE FUT 1/25

COTE M&A

FERRAILLAGE SOCLE 1/25

0880093



TERRE-PLEIN

