

وزارة الجامعات
Ministère aux Universités

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT G-C

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'AMENAGEMENT D'UN PORT
DE PEGHE - PORT D'EL-KALA -

3 PLANCHES

Proposé par :

L.E.M

Etudié par :

HAMMAD.M

MOUNIR.M

Dirigé par :

IDRIS-BEY.M

BOUTEMEUR.R

PROMOTION : 1991.

وزارة الجامعات
Ministère aux Universités

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'AMENAGEMENT D'UN PORT
DE PEGHE - PORT D'EL-KALA -

Proposé par :

L.E.M

Etudié par :

HAMMAD.M

MOUNIR.M

Dirigé par :

IDRIS-BEY.M

BOUTEMEUR.R

PROMOTION : 1991.

Dédicaces

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- à ma mère en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard,
 - Mon père pour son soutien,
 - Mon frère Chihab-eddine Ahmed et sa famille,
 - Mes Sœurs qui me coûtent Chers.
 - à tous mes amis,
- Je dédie ce modeste travail

Chihab

- à mes chères parents qui de leurs aides et de leurs sacrifices m'ont soutenu durant toute ma carrière d'études pour le savoir.
- Je dédie ce modeste travail à tous mes frères et sœurs.
- Je dédie à tous mes amis et tous ceux qui croient en Dieu
- Je dédie ce travail en guise d'hommage posthume à mon défunt ami Rahamed

Hamoud . Neufpage

Remerciement.

On tient à remercier,
* M^r Idris-Bey M., notre encadreur,
qui nous a parfaitement aidé,

* M^r Boutmeur R., notre promoteur,
qui nous a suivi avec patience,

* M^{lle} Belbouab Saida et Kherrmane
M'hamed, Ingénieurs du L.E.M.

* M^r Zoghache Beahim
professeur à l'ENP.

Nos remerciements s'adressent également
à tous nos collaborateurs.

F. B. M.

	Page
I. Introduction	00
II. Résumé de l'avant-projet - Sommaire (A.P.S.)	01
III. Prédimensionnement des digues à talus	15
3-1. Introduction	
3-2. Procédé de dimensionnement	
3-3. Carapace	
3-4. Sous couche	
3-5. Noyau	
3-6. Butée de pieds	
3-7. Superstructure	
IV. Modèle réduit physique	22
4-1. Introduction	
4-2. Application de la simulation physique à l'hydraulique maritime	
4-3. Nécessité et Objectifs du modèle de stabilité	
4-4. Application numérique	
4-5. Construction du modèle	
4-6. Géométrie du modèle	
4-7. Lois de similitude hydrodynamique	
4-8. Protection contre les affouillements	
4-9. Étude de la stabilité	
4-10. Résultats des essais et observations	
4-11. Conclusion générale	
V. Calcul des ouvrages d'accostages	43
5-1. Caractéristiques des matériaux utilisés	
5-2. Généralités sur les murs de soutènements et sur la théorie de la pression des terres	

5-2.1.	Introduction	---	
5-2.2.	Pression latérale des terres	---	
5-2.3.	Stabilité de l'ouvrage	---	
5-2.4.	Stabilité d'un mur de quai	---	50
5-2.5.	Présentation d'un mur de quai	---	58
5-3.	Note de Calcul de quai à -4,00m	---	63
5-3-1.	Détermination du poids propre	---	
5-3-2.	Calcul à la stabilité	---	
5-3-3.	Calcul des poussées des terres dans le cas statique	---	
5-3-4.	Calcul à la stabilité	---	
5-3-5.	Calcul des poussées des terres dans le cas dynamique	---	
5-3-6.	Calcul à la stabilité	---	
5-3-7.	Stabilité partielle des éléments	---	
5-3-8.	Ferraillage de la poutre de couronnement	---	
5-4.	Note de Calcul du Quai à -2,50m	---	88
5-4-1.	Détermination du poids propre	---	
5-4-2.	Calcul des poussées des terres dans le cas statique	---	
5-4-3.	Calcul à la stabilité	---	
5-4-4.	Calcul des poussées des terres dans le cas dynamique	---	
5-4-5.	Calcul à la stabilité	---	
5-4-6.	Stabilité partielle des éléments	---	
5-4-7.	Ferraillage de la poutre de couronnement	---	
5-5.	Note de Calcul appontement -4.00m	---	103
5-5-1.	Calcul à la stabilité	---	
5-5-2.	Calcul des éléments dalles	---	
5-5-3.	Calcul de la prédalle	---	
5-5-4.	Calcul de la chevêtre	---	
5-5-5.	Calcul de la pile	---	
5-5-6.	Calcul de la semelle	---	
5-5-7.	Calcul de la culée	---	

5-6.	Note de Calcul appontement - 2.50 ^m	155
5-6-1.	Calcul à la stabilité	
5-6-2.	Calcul des éléments dalles	
5-6-3.	Calcul de la prédalle	
5-6-4.	Calcul de la poutre de rive	
5-6-5.	Calcul du chevêtre	
5-6-6.	Calcul de la pile	
5-6-7.	Calcul de la semelle	
5-6-8.	Calcul de la culée	

VI - Conclusion ----- 194



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

avant propos

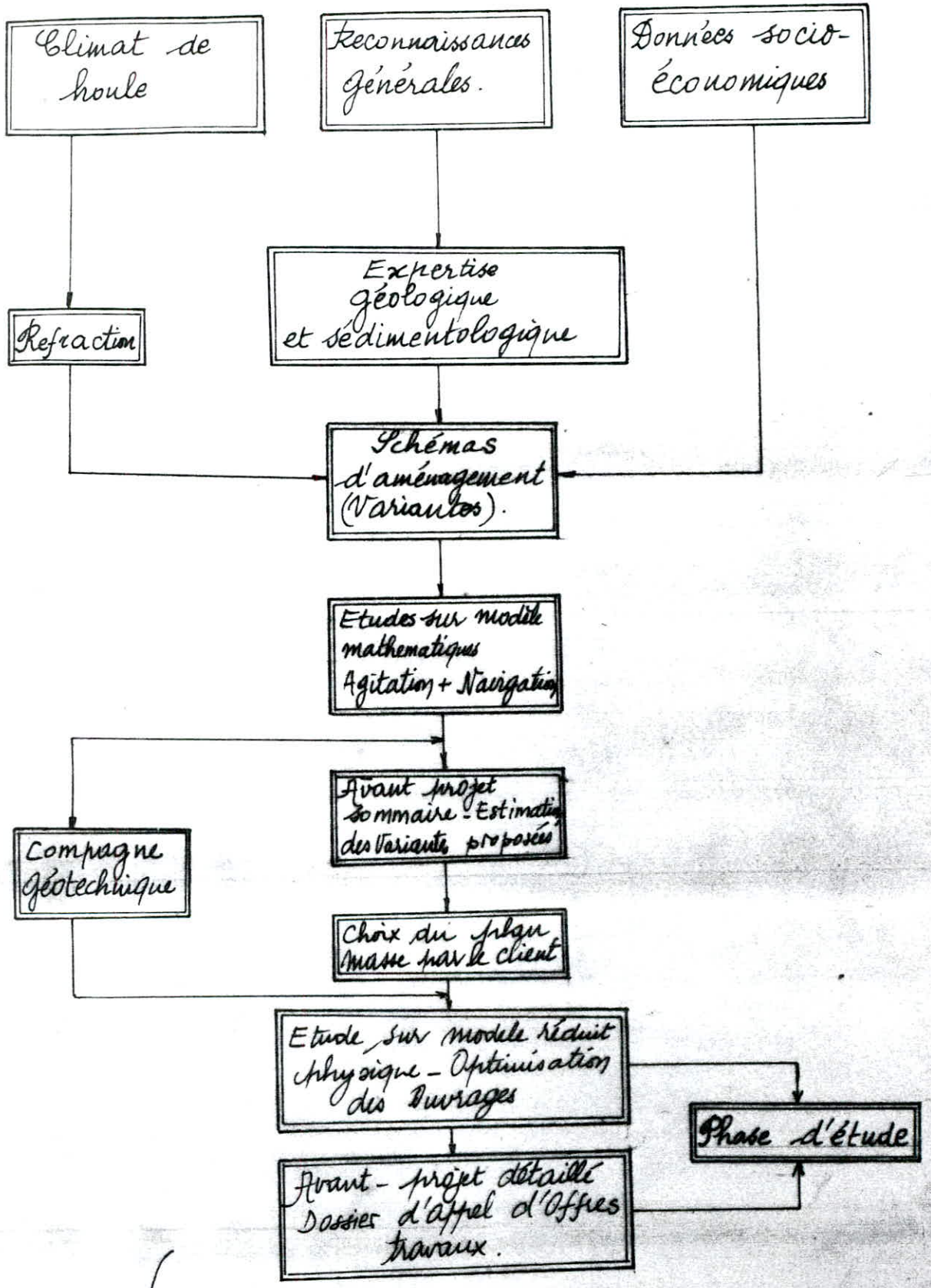
La variété des sciences et des techniques mises en jeu est trop grande en effet, pour qu'on ait la prétention d'y exposer tout ce qui peut être utile.

On n'aboutirait qu'à une juxtaposition d'éléments disparates allant de l'Océanographie à l'électrotechnique, en passant par la géologie, la résistance des matériaux, la mécanique des sols et bien d'autres spécialités.

Autrement dit, un traité de travaux maritimes doit s'intégrer dans un cadre pédagogique aussi général que possible.

Donc un traité de travaux maritimes est une

œuvre difficile.



Phasage d'une étude portuaire

Introduction

La construction d'un port maritime, son équipement, l'aménagement de ses accès, la protection du rivage contre l'action de la mer constituent un ensemble d'opérations complexes.

En fait, les travaux maritimes n'ont que très rarement une technique exclusive d'autres applications; leur caractère maritime provient essentiellement du site dans lequel ils sont réalisés ou du fait qu'ils sont destinés à la réception de navires dont la taille est devenue très importante.

Notre travail est intitulé "l'aménagement d'un port de pêche à El-KALH", dans le but de satisfaire les besoins de la région.

Le port d'El KALH comporte les aménagements suivants:

A: Ouvrages de protection ou de défense, qui sont désignés par les jetées (digués)

* jetée principale comporte 475 m L.

* jetée secondaire comporte 340 m L.

B: Ouvrages d'accostage, qui sont désignés par:

* les quais comportent 312 m L.

* les appontements comportent 518 m L.

C: Plan d'eau

73500 m².

I - RESUME DE L'APS

Généralité

La mer est un milieu liquide toujours agité dont le mouvement est résultant d'ondulation, de diverses périodes de courants généraux plus, au moins uniformes

Les mouvements ondulatoires sont:

- Courants :-

Les instructions nautiques signalent l'existence d'un courant général, au large portant vers l'est et portant, atteindre 2.5 nœuds, au voisinage de la côte il y aurait un courant allant du cap de garde vers l'Ouest. Mafragh d'une vitesse maximale de 1.5 nœuds

- Marée :-

En absence d'enregistrement de marée sur site d'EL KALA, on s'est référé aux données d'ANNABA. La différence entre les plus basses eaux et les plus hautes eaux connue est de 0.90 m (Legero Hydrographique (Z.H)) a été, à la côte de - 0.34 m (NGA)

- Houle :-

Elle est, assimilée à une onde vibrante ou la période varie, de 0 à 20 secondes et l'amplitude peut atteindre une dizaine de mètre. A l'heure, actuelle il n'existe pas d'enregistrement, de la houle (H.T) sur le site d'EL KALA néanmoins nous disposons d'observations effectuées sur des navires.

Sens physique de la floue

La floue est produit par l'action du vent, à la surface de l'eau.
Lors d'un coup de vent la surface de la mer se couvre de rides lorsque l'intensité du vent augmente la déformation de la surface s'accroît en formant des ondulations d'aspect desor donné les vagues se forment et progressent dans la direction ou souffle le vent sous l'action du vent on distingue (03) types de floues naturelles.

Les floues formées :-

qui correspondent à la majorité de floues en dehors de la zone de formation sous l'action du vent ces floues sont appelés aussi floues libres qui présente un bon parallèle des crêtes.

Les floues du vent

qui existent à l'intérieur de la zone de la formation sous l'action du vent.

Les floues Croisées

qui est le résultat du croisement de deux ou plusieurs floues libres.

Analyse statistique de la houle naturelle

La hauteur d'une lame est la distance verticale entre une crête et le creux qui la précède immédiatement.

En classant les vagues par hauteur et en comptabilisant les vagues de chaque type. On peut définir le spectre des hauteurs de l'enregistrement, un enregistrement est caractérisé par la détermination d'un certain nombre de hauteurs particulières. La hauteur significative d'un enregistrement est la moyenne du 1/3 des vagues ayant la hauteur la plus élevée ($H_{1/3}$).

On peut même considérer la $H_{1/10}$, $H_{1/100}$ (moyenne de $H_{1/10}$ et $H_{1/100}$). La hauteur maximale H_{max} est la hauteur maximale observée au cours de l'enregistrement.

La houle annuelle est la houle dont la probabilité d'apparition pendant une durée de un jour est de $1/365$.

La houle décennale dont la durée de retour de un jour et 10 ans a une probabilité d'apparition en un jour de $1/3650$.

Une houle de durée de retour R a une probabilité d'apparition en 1 jour

$$P = 1/365 \times R \quad (R \text{ exprimé en années}).$$

Pour une durée de 1 an la houle annuelle a une probabilité d'apparition de 0.63

" " 20n " " " " " " 0.86

" " 30n " " " " " " 0.95

Ceci explique la nécessité de procéder à des enregistrements sur des périodes au minimum longues de trois ans au minimum. Pour obtenir les valeurs significatives recherchées.

Phénomènes de refraction

Lorsque la houle cylindrique se propage par des profondeurs variables sa longueur d'onde son amplitude et sa direction subissent des modifications, alors que sa période reste constante c'est le phénomène de refraction.

L'étude de refraction ne montre que les houles du Nord-Ouest sont très refractées par contre les houles du Nord sont très peu refractées et même amplifiées pour les grandes périodes ($T=13s$) et arrivent au site presque sans changement de direction.

Étude de l'agitation sur le modèle mathématique

Introduction

Le phénomène d'agitation est le résultat de la propagation de la foule vers le site concerné ou encore l'action de la pénétration de la foule à l'intérieur du port. Ce phénomène peut être étudié suivant deux modèles

1. Modèle mathématique.
2. Modèle physique réduit.

Dans le rapport A.P.S on s'est intéressé sur l'étude du 1^{er} modèle qui permet de déterminer l'agitation de la foule à l'intérieur du bassin portuaire ainsi que dans la passe d'entrée. Pour ce modèle on se base sur la théorie de la réflexion et de la diffraction de la foule. Par contre le 2^{ème} modèle convient de réserver à des projets importants car cette méthode est à la fois longue et onéreuse. L'étude a été faite au moyen du système 2D HD (système hydraulique développé par l'Institut d'Analyse d'Hydrologie I.D.H).

Modélisation

On peut réaliser ce type d'étude à l'aide d'un modèle mathématique, on se base sur la bathymétrie (lignes isobathes) pour cela on fait l'étude sur une maille diam, avec un pas de 0.5 s cette maille sera caractérisée par un spectre prévu dans les calculs est de 4 s. Les limites de ce modèle sont représentées par les lignes de même niveau d'agitation (ou lignes isobathes)

* Caractéristiques de la foule utilisée:

La hauteur significative de la foule est de $H_S = 5 \text{ m}$.

Période de pointe $T_p = 13 \text{ s}$

* Présentation des résultats:

Les résultats de simulation sont présentés par un coefficient d'agitation qui est égale au rapport de la hauteur de la foule Hauteur du pt considéré par la hauteur incidente.

La hauteur incidente est donnée par

$$H_{mo} = \frac{4 \cdot (\sum \sigma^2 - (\sum \sigma)^2 / n)}{(n-1)}$$

σ : l'écart du niveau d'eau

Soit la relation entre la hauteur significative H_S et H_{mo} . $H_S = 0.05 H_{mo}$

$$HS = 0.95 \text{ f/mo}$$

* Résultats de simulations:

Les résultats sont donnés sous la forme de coefficient d'agitation présenté dans le tableau suivant

Variante de localisation	V2
Passé d'entrée	0,25
Milieu du bassin	0,06
Le long des quais	0,08 à 01

Floule

cette étude préliminaire est basée sur:

- 1 - Les prévisions de la floule à partir des mesure de vent HYDRAULIQUE
- 2 - L'étude de floule faite par I. D. M. (INSTITUTE HYDRAULIQUE DANOIS). Dans le cadre de l'étude de la refraction définitive de la digue d'El KFLA en dommagée par la tempête du 27. au 29. Novembre 78
- 3 - L'analyse statistique et recueillie par S.S.M.O. a montré que les directions les plus critiques sont les directions Nord-Ouest et Ouest durant la période comprise entre le mois d'Octobre à Avril.

Par comparaison des résultats donnés par I. D. M. et S. S. M. O nous établissons le tableau suivant

Floules (m)	Nord	N-Est	N-Ouest	Ouest	Toutes Directions
H1	5.20	3.80	6.80	7.50	7.80
H5	6.00	4.40	7.80	8.50	8.80
H10	6.80	4.70	8.00	9.30	9.50
H50	8.00	5.60	9.50	11.10	11.20

Vent

A partir de certains données nous avons pu établir la répartition fréquentielle des vents par intensité et direction

a. Données de L'USNAVAL

Les vents les plus fréquents et les plus intenses proviennent de la direction Ouest, Nord-Ouest et Est

b. Données de L. C. H. F

Selon ces données on a conclués que les vents les plus fréquents et les plus intenses proviennent de la direction Ouest.

Ouvrages de protection

Jetées

Ce sont les ouvrages classiques utilisés pour protéger les ports extérieurs qu'ils abritent de l'action de la foule. En générale ces ouvrages sont infranchissables ou peu franchissables par la foule.

* Digue à talus

Le noyau de la digue est constitué par tv, la carapace est constituée par enrochement sont mis en place par couche, le poids des enrochements, de chaque couche est compris entre deux limites, la limite inférieure étant déterminée pour assurer la stabilité du talus extérieur, à la profondeur minima de la couche considérée.

Le tassement est d'autant important que le pourcentage de vide est plus élevée donc il est recommandé d'utiliser à la partie inférieure des ouvrages de matériaux tout-ven à granulométrie assez continue (noyau).

Description des couches

* Carapace :- C'est la partie de l'ouvrage qui reçoit directement l'attaque de la foule la stabilité de la carapace dépend du poids unitaire des blocs, de la qualité de frottement avec le filtre et de la qualité de la butée de pied prise au sens large.

* Filtre :- Le filtre c'est une sous couche de la carapace qui assure la transition entre le noyau et la carapace et empêche l'entraînement par l'eau du matériaux fins du noyau la stabilité est améliorée par la qualité du frottement entre la carapace et le filtre

* Noyau :- Le noyau est constitué par des éléments fins qui assure la transition satisfaisante entre les matériaux très grossiers et le sol naturel.

* Butée de pied :- Les matériaux employés se situent en général entre deux catégories extrêmes représentées par celle de la carapace et du filtre.

Pour les ouvrages plus importants (cas notre projet port d'ELKALA) les matériaux de la butée de pied pourront être identique à ceux des filtres.

La butée de pied est une partie très importante de l'ouvrage qui a double rôle :

* Blocage en pied des blocs de carapace pour éviter leur glissement.

* Protection contre les affouillements de pied.

Ouvrages d'accostage

Généralités:

Les ouvrages d'accostage ont pour but d'offrir un appui aux navires qui stationnent dans un port pour procéder à des opérations de transbordement.

Ces ouvrages jouent un triple rôle :

- a- fournir aux navires un dispositif d'appui et éventuellement permettre son amarage
- b- Assurer la liaison entre le navire et la terre le dispositif de liaison supporte tout l'outillage de manutention.
- c- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

Par définition un quai est un ouvrage remplissant les trois fonctions précédentes la caractéristique la plus importante c'est que le niveau supérieur de l'ouvrage doit être, au moins, à une cote supérieure, à celle des plus hautes eaux.

Les résultats des sondages à la lance montrent que les fonds sont formés d'un substratum rocheux.

Au vu de ces résultats, les structures d'accostage et d'amarage adoptées sont les suivantes :

- * Quai en bloc de béton préfabriqué.
- * Appontement sur piles circulaires.

La profondeur d'eau nécessaire pour chaque type d'embarcation est:

- * Chalutiers et Sardiniers 4.00 m
- * Petits-metiers et Corailleurs 2.50 m

Matériaux de construction

* Estimation des besoins

Pour la réalisation de ce projet on doit prévoir pour la variante d'aménagement choisie les quantités moyennes suivantes:

	Quantités
Fout venant, du carrière 0 - 500 kg	126.000 t
Enrochement 0 - 200kg	6.200 t
En rochement 1 - 3 t	60000 t
Béton, de masse BCR. couronnement de digue et Blocs de quai (m ³)	34.000 t
Béton, armé (m ³)	26.000 t
Remblai (m ³)	242.300
Revêtement sur (0.70 m d'épaisseur) (m ³)	33.200

Prochaine de carrière

Pour les besoins d'enrochement nous recommandons la carrière de TCHOUFFA qui est située à 38 km d'EL KAZA.

Pour les besoins en agrégats pour le béton, armé, nous recommandons la carrière BOULIF située à 3 km de site.

Variante d'aménagement (V2)

On a adopté la variante d'aménagement V2 qui répond, au détermination des besoins.

Cette variante tient compte de :-

L'orientation de la passe d'entrée à des profondeurs suffisantes pour éviter les dragages / déroctage

Pour la configuration intérieure :

- L'implantation des quai ou appontements de manière à assurer une bonne accessibilité à partir des terres - pleins
- L'implantation de mise à sec dans une zone calme et isolée.

Les principales caractéristiques de la variante V2 sont représentées dans le tableau ci-dessous

Designations	Variante V2
Jetée principale.	475 ml
Jetée secondaire.	340 ml
Nombre d'embarcations.	142 ml
Linéaire de quai.	361 ml
Linéaire d'appontement.	528 ml
Terre - plein.	14320 m ²
Plan d'eau.	73 500 m ² .

Jetée principale

Les profils courants et musoirs de jetée sont situés à des profondeurs de 6.50 à 9.00 m. Ils ont été pré-dimensionnés en appliquant la formule d'HUDSON et en utilisant les valeurs de foule calculées au déferlement.

Il sont constitués

- D'un noyau et d'un tapis en tvc (0.500 Kg)
- D'une sous-couche et d'une carapace intérieure en rochements de (A-3t)
- D'une carapace en blocs cubiques rainurés de 18.24 ou 40t en profil courant de 2.2 et 50t au musoirs
- D'une superstructure composée d'un mur de garde de 1.00 m d'épaisseur et d'une dalle de roulement de 5.00 m de large
- D'une butée de Pied au musoir en rochements (A-3t)

Détermination des besoins

a. Le nombre et les caractéristiques par catégorie des embarcations retenues sont les suivants :

Nbre	Type	Longueur maxi (m)	Largeur maxi (m)	Tirant d'eau (m)
29	Chalutiers	20	5	3
34	Sardinières	15	5	2.5
75	Petits métiers	10	2	1.5
02	Corailleurs	10	2	1.5

b) - La production à l'horizon 2000 est estimée à 1560 t pour le poisson blanc et 5100 t pour le poisson bleu ; soit un total de 6600 t. Selon les hypothèses, les besoins en infrastructures pour l'aménagement du port sont les suivants :

Désignations	Quantités
1. Linéaire de quai.	648 ml
Débarquement.	50 ml
Avitaillement.	50 ml
2. Surface des terres-pleines.	
Terre-plein derrière le rouler	1500 m ²
Terre-plein derrière la cale de halage	200 m ²
Stockage petits-métiers	1050 m ²
Hall de Vente, Installation frigorifique	1300 m ²
Rangement accessoires et Outillages	1100 m ²
Atelier de réparation	1000 m ²
Bâtiment administratif	300 m ²
Parking	1200 m ²

Jetée secondaire

Les profils courants et musoirs de jetées sont situés à des profondeurs de 3 m à 4 m. Elles comportent côté port un quai, accostable. Les profils ont été prédimensionnés en appliquant également la formule d'HUDSON pour les valeurs de floue calculées au déferlement.

Il sont constitués :-

D'un noyau et tapis en tvc (10-500 kg).

D'une sous-couche filte enrochement de (200-500 kg) ou (1-3 t).

D'une carapace en enrochements de (1-3 t) et de blocs cubiques rainurés de 12 t au musoir pour

D'une superstructure composée d'un mur de garde et d'une dalle de roulement.

Superstructure

Leur présence est en fonction de l'environnement ils ont pour rôle

Protéger la partie supérieure de l'ouvrage

Assurer la butée supérieure des blocs de carapace

Limiter les franchissements pour la floue

Permettre la circulation, notamment celle des poutres

Pour les conditions de sollicitation relativement modestes cas d'événements exceptionnels marée de tempête des lames qui peuvent frapper l'ouvrage il est recommandé d'avoir des dalles de béton assez épaisses pour résister aux efforts.

Quais en blocs

Deux types de quais sont conçus selon les besoins en profondeur

Quai pour chalutier / sardiniers

profondeur = 4.00 m

Quai pour petits - métiers

profondeur = 2.50 m

Les murs de quais sont constitués par une pile de trois blocs préfabriqués de dimensions variables posés sur une arase d'ajustage en ballast. Les évidements qui résultent de disposition des blocs seront remplis de tvc (1 à 15 kg). Un couronnement en béton armé sera coulé

**III / PREDIMENSIONNEMENT DES DIGUES
A TALUS**

III Rédimensionnement des digues à talus

3.1 Introduction

La première nécessité pour l'ingénieur chargé d'un projet de digues, est de obtenir le maximum de renseignements sur la mer qu'il devra affronter. Ces renseignements concernent la houle principalement.

Les hauteurs de projet sont définies à partir des houles aux large.

Il n'y a pas de règles générales pour concevoir une digue à talus, tout dépend des conditions locales à savoir : les houles, le terrain, les conditions économiques et techniques de construction.

Une fois qu'on passe le stade de prédimensionnement on devra ensuite procéder à des vérifications sur modèle réduit.

3.1 Profil de dimensionnement : Si la hauteur de projet est H , pour une digue partiellement franchissable on adopte pour côté d'axe Z , au niveau de la marée haute une côte comprise entre $H/2$ et $3/2 H$.

La longueur, au niveau du plan d'eau varie de $2H$ à $3H$.

Le profil dans son ensemble sous la forme d'un trapèze, les pentes des talus sont variables : $1/1$; $2/3$; $7/5$; $3/2$; $2/1$; ...

Concernant notre projet la hauteur de projet est définie à partir de l'étude au département. $H_s = 6.10m$, on conclurons une côte d'axe $z = 1.9H = 8.6m$. La pente du talus est choisie égale à $2/3$ c.a. $\cot \alpha = 2/3 = 1.333$.

3.1 Carapace : Nous devons déterminer, le poids unitaire de chaque bloc constituant la carapace en utilisant la formule empirique d'HUDSON. Cette formule doit être considérée, avec prudence car cette formule est assez limitée.

$$W = \frac{\gamma_s \cdot H^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{eau}} - 1 \right)^3 \times \cot \alpha \times R_D}$$

avec

R_D : coefficient de stabilité qui dépend du nombre de blocs, et la pente extérieure des talus.

γ_s : poids volumique du béton.

H : hauteur de projet.

α : la pente du talus.

AN: $H = 6.10 \text{ m}$; $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$; $\gamma_{eau} = 1 \text{ t/m}^3$; $c_{fyd} = 1.333$, $k_D = 3.00$

le pds moyen: $W_{50} = \frac{2.4 \times 6.10^3}{1.4^3 \times 1.333 \times 3.00} = 49.63$.

$w_{50} = (50\%)$

$W_{50} = 50t$

Côté inférieur de la carapace: les blocs de la carapace doivent descendre au dessous du niveau moyen d'une hauteur au moins égale à la houle de projet

Soit ça donner une cote de -8.00 m

L'épaisseur de la couche elle est donnée par

$$e = n \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3} k_D$$

n : nombre de couches.

W : pds unitaire des blocs.

γ_s : pds volumique des blocs.

AN: $n = 2$; $w_{50} = 50t$; $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$; $k_D = 1.05$

$$e = 2 \left(\frac{50}{2.4} \right)^{1/3} \times 1.05 = 5.97 \text{ m}$$

$e = 6.00 \text{ m}$.

Nombre d'éléments de la carapace: (nbre de bloc/mètre carré)

$$N_r = n k_D \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{2/3}$$

P : porosité moyenne. (valeur tabulée).

n : nombre de couches.

$P = \begin{cases} 44\% & \text{pour B.C.R} \end{cases}$

$\begin{cases} 35\% & \text{pour les enrochements naturels} \end{cases}$
dans notre cas $n=2$; $w=50t$; $\gamma_s=2.4 \text{ t/m}^3$; $P=44\%$

$w = 50t$
 $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$

3.4 Sous-croûche (filtre): entre les blocs de la carapace et le noyau sont interposés une ou 2 couches intermédiaires d'enrochement, leur rôle est de créer un filtre entre les matériaux fins du noyau et les gros blocs de la carapace et de servir

d'assurer correcte pour la pose de blocs.

L'épaisseur de la couche est donnée par

$$e = n k_D (V)^{1/3}$$

V : volume d'un bloc utilisé. (entre 3t et 6t)

AN: $n = 2$; $k_D = 1.02$; $V = 2.10 \text{ m}^3$ ($w = 6t$)

$$e = 2 \times 1.02 (2.10)^{1/3} = 2.60 \text{ m}$$

3.5 Noyau: c'est la partie qui constitue le cœur de la digue, elle est en générale constituée de tout venant de carrière, les qualités requises pour ce TV:

- * l'imperméabilité qui doit être telle que les effets de la houle ne soient pas transmis au bassin portuaire que la digue doit protéger.
- * Angle de frottement suffisant pour la stabilité d'ensemble.
- * une compacité naturelle

on choisit des éléments dont le poids est compris entre 0 et 500 kg

3.6 Butee de pieds: La butée de pieds est un élément du profil qui joue un rôle de stabilité, elle est destinée à bloquer la corapane extérieure à certain niveau, et de convaincre les affouillements surtout si la corapane comportant de gros blocs.

on adopte comme largeur au sommet égale à 4.00m

Le prédimensionnement qui a été fait concerne uniquement le profil musoir. Pour le profil courant, on procédera de la même façon.

3.7 Superstructure: comporte un mur de jetée, une dalle de couronnement.

Elle est conçue pour: * limiter le franchissement de la houle.

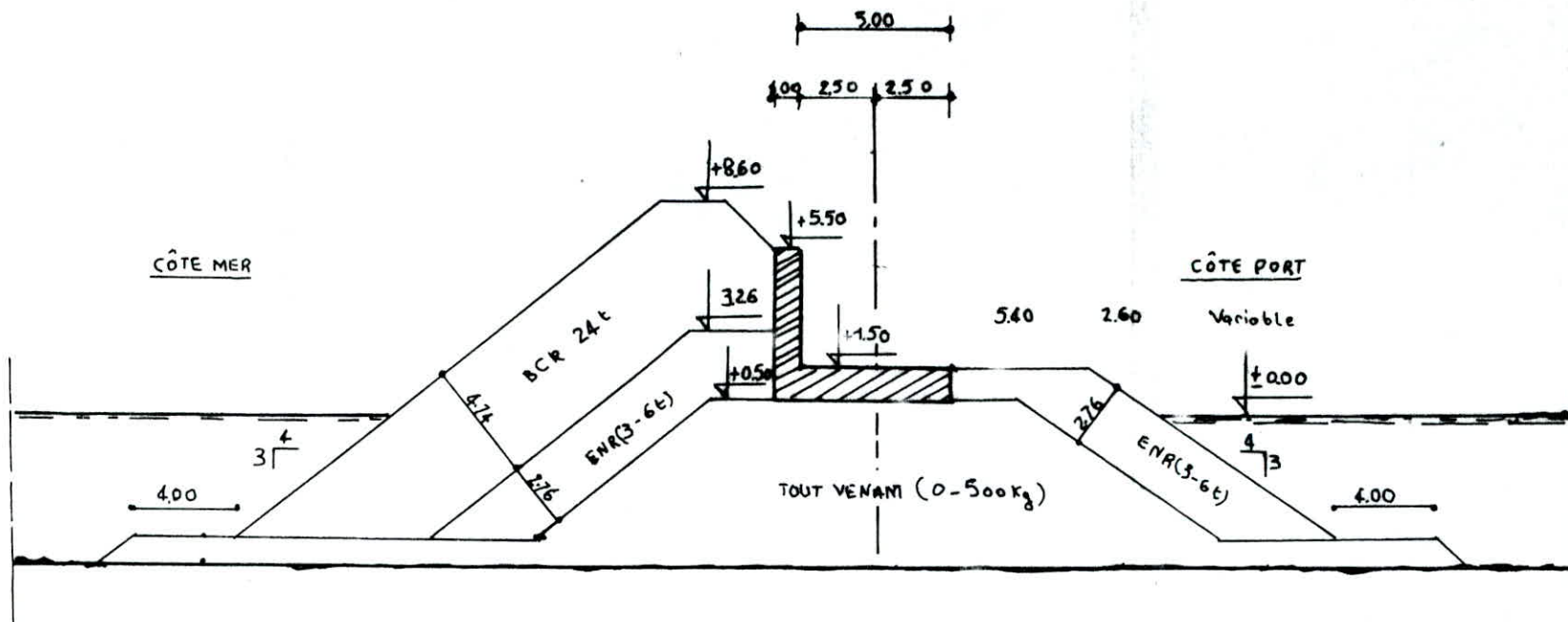
* permet le passage des piétons.

En ce qui concerne la stabilité de cette superstructure elle dépend de la stabilité du bris lame en lui-même.

le dimensionnement de la superstructure peut être déduit du dimensionnement de l'ensemble.

— JETÉE PRINCIPALE —

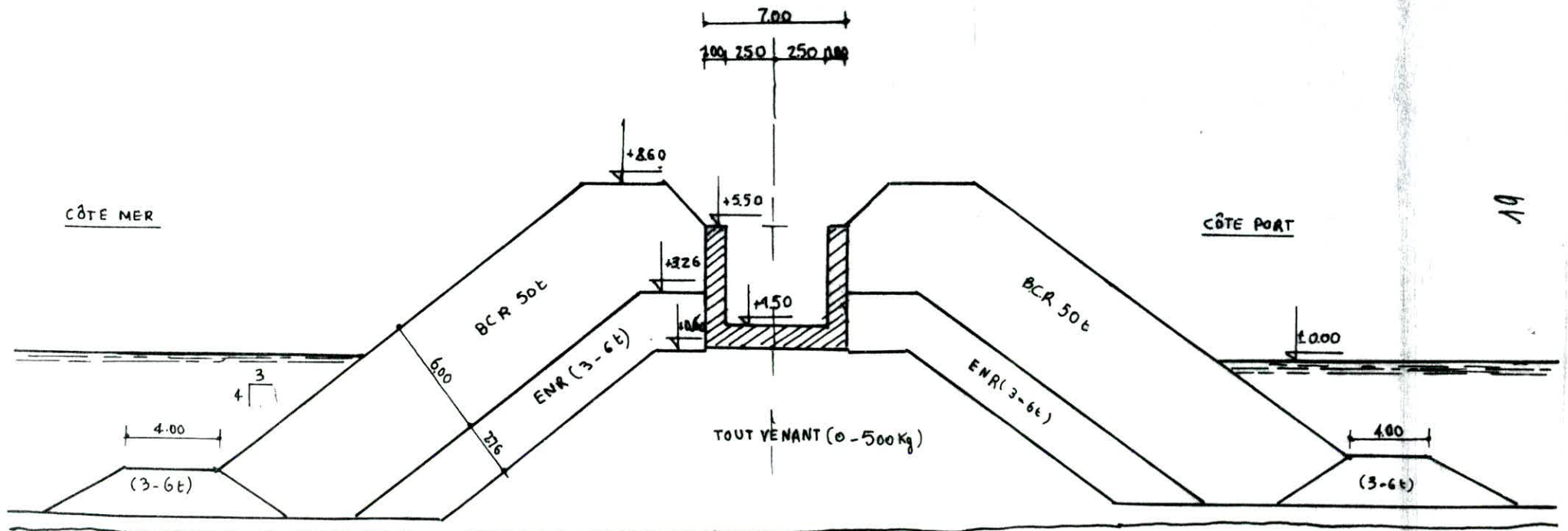
— PROFIL COURANT —



18

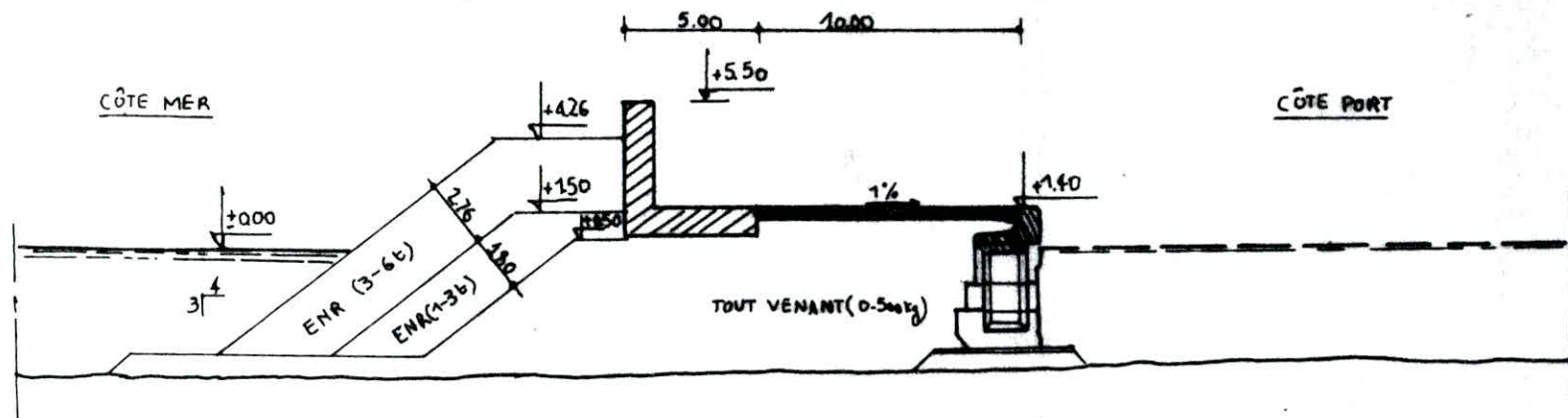
- JETÉE PRINCIPALE -

- MUSOIR -



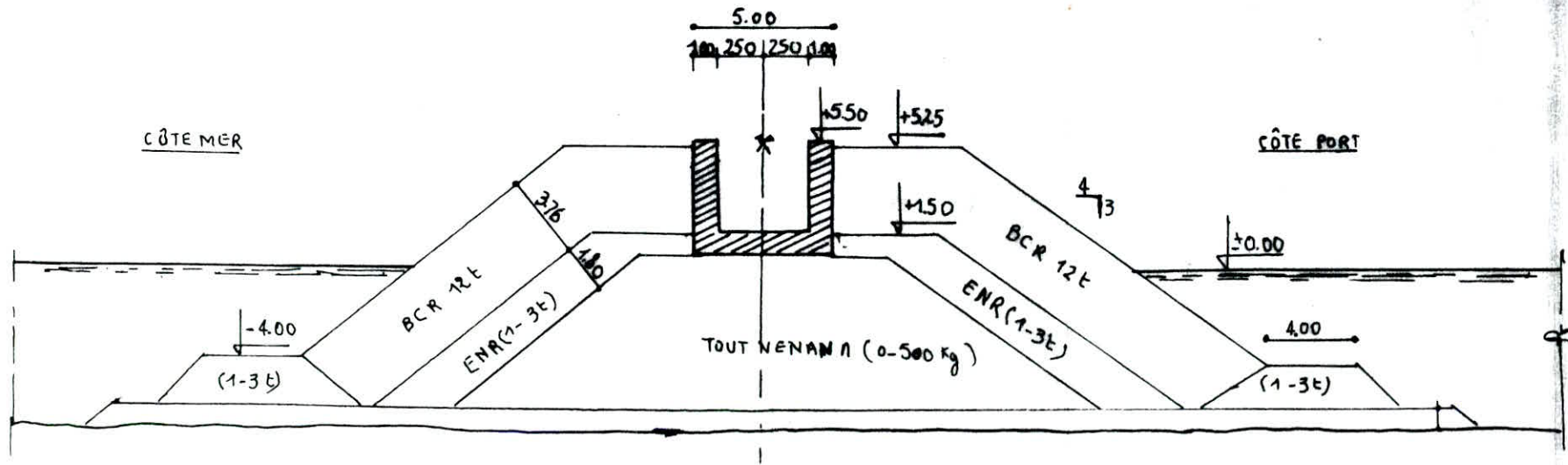
— JETÉE SECONDAIRE —

— PROFIL COURANT —



- JETÉE SECONDAIRE -

- MUSOIR -



1/2

IV / MODELE REDUIT PHYSIQUE

4.1 Introduction

Dans ce présent projet on a introduit la notion du mode d'agitation dans le bassin, l'agitation n'est rien d'autre que l'effet de pénétration de la houle à l'intérieur du bassin.

Pour étudier ce phénomène on procède de deux façons :

- Soit on étudie le phénomène sur un modèle mathématique, modèle classique, au quel on assimile la houle à un spectre d'ondes (trains d'ondes), dans ce cas on se base sur les théories de la réfraction et de la diffraction,
- Soit sur un modèle réduit physique.

Dans ces dernières années la simulation physique sur modèle pour l'étude des phénomènes complexes a connue de très grands progrès dans le domaine de la technologie la plus part des expériences réalisées avec le modèle réduit physique ont données des résultats très satisfaisantes par contre les modèles mathématiques, et malgré leur développement continué une complexité dans l'étude de certains phénomènes physiques. La plus part l'efficacité du modèle réduit physique c'est qu'il prend en compte implicitement et globalement tous les lois physiques qui régissent le phénomène à étudier, et constitue donc un véritable calculateur analogique.

4.2 Application de la simulation physique à l'hydraulique maritime:

En hydraulique maritime, le modèle réduit physique présente un grand intérêt pour la résolution de nombreux problèmes concernant l'implantation et le dimensionnement des ouvrages de protection, contre l'action de la houle. toutes les données naturels du site doivent être connues afin de procéder à une démarche pour l'application de la simulation physique.

Généralement, on distingue 2 types de modèles:

a- modèle à fond fixe.

b- modèle à fond mobile.

4.3 Nécessité et objectifs du modèle de stabilité

Dans ce qui suit nous allons ^{now} limiter uniquement, aux digues, à talus, une digue à talus classique est composée essentiellement d'un noyau de tout venant de carrière protégé de part et d'autre, par une carapace d'enrochements ou de blocs en béton.

On prévoit pour la cauché de carapace une butée en pied, afin de s'opposer au glissement et l'enfoncement de cette cauché, elle s'oppose même aux affouillement des blocs surtout si le fond est sableux.

Lorsque l'ouvrage est implanté dans la zone de déformement, ce qui est le cas pour la majorité des ouvrages de défense, au départ il faut rechercher la hauteur maximale de la houle pouvant déferler au droit de l'ouvrage, cette hauteur est dite hauteur ou houle de projet qui sera retenue pour appliquer la formule ci dessous, dans la mesure bien entendu qu'une telle houle peut exister sur le site.

La formule de stabilité de HUDSON se présente de façon suivante:

$$W = \frac{d_c \times H^3}{R_D \times \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{eau}} - 1 \right)^3 \times ctg \alpha}$$

ou: w pds unitaire des blocs de la carapace en t

γ_s densité du matériaux construits du bloc en t/m^3

γ_{eau} " de l'eau de mer (sa densité de l'eau de mer de 35‰, d'où $\gamma_{eau} \approx 1.026 t/m^3$)

H hauteur de houle de projet en m.

α angle du talus d'enrochement par rapport à l'horizontale.

R_D coefficient adimensionnel dépendant notamment de la nature du blocs, de la pente du talus et du type d'aménagement.

En ce qui concerne les enrochements naturels l'application de la formule de HUDSON suppose d'une part que la granulométrie des matériaux est comprise entre 0.75w et 1.25w d'autre part que 75% des blocs environ ont un poids unitaire supérieur à w, w étant le poids unitaire déterminé par la formule précédente de HUDSON.

Si par contre on utilise des enrochements naturels anguleux à granulométrie étalée, on

utilisera la formule suivante

$$W_{50} = \frac{\gamma_s \times H^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{eau}} - 1\right) \text{ctg } \alpha \times K_{RR}}$$

ou: W_{50} représente le seuil au-dessus duquel on doit trouver 50% des blocs classés suivant leurs poids unitaires

K_{RR} Coefficient adimensionnel, concernant les blocs anguleux à granulométrie atalut

K_D, K_{RR} sont des valeurs tabulées, qui dépendent essentiellement de

- * Nombre de couches
- * disposition des couches
- * pente du talus
- * du type d'ouvrage (profil courant, profil mursoir)

Dans ce présent rapport (A.P.D) nous allons retenir la hauteur de la houle la plus élevée (celle qui déferle au droit de l'ouvrage), cette houle est dite houle de projet.

Les résultats recueillis lors des essais dans le bassin à houle nous ont permis d'évaluer les dégâts ou les dommages causés par l'action de la houle sur la couche de carapace. Les différents tests effectués dans le modèle réduit physique, ont pour objectifs principaux des essais en modèle réduit de brise lames et de vérifier la stabilité hydrodynamique de l'ouvrage soumis à un climat de houle donné.

D'autres résultats concernant la réflexion, les franchissements, la transmission des vagues à travers les structures de digues, ainsi que la constructibilité de brise-lames peuvent être obtenus et analysés.

4.4 Application numérique:

À partir des tables on lit $K_D = 7.00$ car les enrochements sont artificiels et la pente $\text{ctg } \alpha = \frac{4}{3} = 1.333$
pour la forme de bloc on adopte de blocs cubiques minimisés (B.C.R)

Données

$$\gamma_s = 2.00 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{eau}} = 1.00 \text{ t/m}^3$$

$$C_{fd} = 1.333$$

$$R_D = 7.00 \text{ (profil mursoir)}$$

$$H = H_s = 8.28 \text{ m (} H_s: \text{ hauteur de projet enregistrée lors des essais de la série n° 5)}$$

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{R_D \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{eau}}} - 1 \right)^3 C_{fd}} = \frac{2.0 \times 8.28^3}{7.00 \times \left(\frac{2.00}{1.00} - 1 \right)^3 \times 1.333} = 53.2 \text{ t}$$

On peut prendre comme poids unitaire $W = 50 \text{ t}$

4.5 Construction du modèle

Pour construire le modèle il faut tenir compte de tous les conditions qui régissent le phénomène de la houle à savoir

- * Bathymétrie au large du brise-lames
- * plans précis des profils à tester
- * Niveau d'eau
- * climat de houle

ou la salinité de l'eau, la densité de l'eau douce utilisée dans le laboratoire, ainsi que celle des matériaux utilisés pour la modélisation des blocs de carapace et le poids des enrochements, de sous couche sont corrigés.

La carapace (y compris sa butée) est en général la partie la plus difficile à modéliser, pour la réaliser il faut tenir compte de :

- * La pente du talus
- * Le type de blocs
- * le nombre de lits de blocs
- * Le poids volumique des blocs
- * Son extension verticale (côté d'axe)
- * le plan de pose des blocs défini en général par le concepteur

Jusqu'à présent, il n'a pas été possible de trouver un matériau pouvant en même temps représenter correctement la résistance du béton à l'échelle adoptée.

Dans ce présent rapport on retiendra comme valeur de la hauteur de projet, celle qui a été trouvée au laboratoire (la hauteur maximale).

La partie difficile à réaliser est donc la carapace, concernant le dimensionnement des superstructures (ex: dalle de couronnement), il dépend généralement de stabilité du brise lame. en lui-même, ces superstructures ne sont pas indispensables mais en fonction de l'environnement, elles peuvent être utiles pour assurer un des rôles suivants

- * protéger la partie supérieure de l'ouvrage
- * assurer la butée supérieure du bloc de la carapace
- * limiter le franchissement par la houle
- * permettre la circulation notamment celle des piétons.

En ce qui concerne plus spécialement les parties horizontales de ces superstructures, il ne faut pas hésiter à prévoir des dalles de béton assez épaisses pour résister aux efforts importants dus à l'écrasement des lames qui peuvent franchir l'ouvrage en cas d'événement exceptionnel (marée de tempête) entraînant des sollicitations plus importantes que celles retenues lors de conception de plus il sera nécessaire de prévoir de nombreux joints pour absorber au mieux les déformations verticales différentielles. et à chaque fois que cela sera possible on laissera passer un certain temps entre l'achèvement des enrochements et le coulage de la dalle, évitant ainsi l'effet des premiers tassements consécutifs à la construction

4.6 * Geométrie : La pente admissible qu'il faut adopter pour une digue à talus sera en fonction de type d'enrochements (naturels ou artificiels)

Le type d'enrochement choisi pour notre projet est :

on prévoit 2 cauchots pour la carapace, la crête de l'ouvrage sera généralement prévue à une cote supérieure à celle des plus hautes hauteurs (cote d'arasé) est choisie pour empêcher les franchissements pour la cote d'arasé on choisit comme hauteur maximale comprise entre H et A.S.H, le niveau de la base de l'ouvrage sera surtout en fonction des risques d'affouillement, pour éviter tout risque

de tassement, il faut donc déterminer le niveau de base adéquat on peut déterminer le niveau de la fondation en s'appuyant sur les dispositions possibles.

7. Lois de similitude hydrodynamiques:

Pour l'étude de certains phénomènes complexes en milieu marin tel que la houle il faut qu'il y ait une similitude entre le prototype et le modèle.

En mécanique des fluides ou en hydraulique maritime on doit tenir compte de:

- Forces de gravité
- Forces d'inertie
- Forces de turbulence
- Forces de viscosité (généralement négligeable)

Dans la simulation physique en hydraulique maritime on met la conservation du nombre de Froude, et la conservation du nombre de Reynolds, afin d'établir des rapports entre les différentes grandeurs physiques.

Je est rappelle' que le nombre de Reynolds

$$Re = \rho \frac{VL}{\eta}$$

caracterise l'importance relative des efforts d'inertie et, de viscosité.

Le nombre de FROUDE $F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$

La loi de similitude s'exprime par:

F_m : nbre de Froude en modèle.

F_n : " " " " nature.

$$F_m = F_n$$

$$\frac{V_m}{\sqrt{g L_m}} = \frac{V_n}{\sqrt{g L_n}} \rightarrow \frac{V_m}{V_n} = \sqrt{\frac{L_m}{L_n}} \Rightarrow \lambda = \left(\frac{V_n}{V_m}\right)^2$$

cette condition avec la combinaison des similitudes geometriques cinétiques, dynamiques et avec l'hypothèse que le même liquide est utilisé en prototype et en modèle, permet d'établir les rapports de toutes les grandeurs physiques caractérisant

échelle géométrique	λ/λ
" des temps	λ/λ
" des forces	λ/λ^3
" de volume	λ/λ^3
" des accélérations	λ/λ
" des débits	$\lambda/\lambda^{5/2}$

Construction du modèle

Avant la construction du modèle, il faut avoir un certain nombre de données physiques concernant le site, fixer d'abord l'échelle du modèle et les plans de construction.

Parmi les données physiques (on notera les plus générales)

* Topographie exacte de la bande côtière.

* Bathymétrie précise des fonds naturels au large des ouvrages

* Profondeur des bassins et du chenal d'accès

* Caractéristiques précises des terres pleines et des structures de protection projetées

Données nautiques:

Parmi les données nautiques on cite l'action de la houle dont il faut déterminer la distribution spectrale des hauteurs de vagues, et périodes suivant différents directions.

L'échelle du modèle est choisie de telle façon que toutes les conditions importantes des états de la mer ayant un impact sur l'aménagement soient respectées et mesurés d'une manière acceptable.

En conclusion, les échelles sont en générale comprises entre 1/60 et 1/150, dépendants aussi des conditions aux limites du modèle concernant la construction du modèle, les maquettes sont confectonnées en maçonnerie.

Les matériaux utilisés sont essentiellement le sable, le gravier et mortier de ciment.

Le fond du modèle est représenté par des iso bathes, le repavage de ces derniers se fait grasse à l'implantation, préalable sur le plancher d'un corroyage de 1m de côté.

de tassement, il faut déterminer le niveau de base adéquat.

4.8 Protection contre les affouillement

Comme l'on a dit décrit la butée de pied est conçu de telle façon qu'elle s'oppose aux affouillement surtout si le ^{auil} fond est sableux.

On rappelle que la Commission internationale pour les études des effets des Lames de L.A.I.P.C. N note dans son rapport que l'essai sur modèle réduit est l'étude a posteriori l'ouvrage détruit par la mer montrent que la profondeur des fosses d'érosion au pied des ouvrages verticaux peut atteindre le 0.7 fois la hauteur d'eau qu'il y avait initialement devant l'ouvrage.

4.9 Etude de la stabilité

Dans notre étude on s'est intéressé seulement sur l'étude de la stabilité de l'ouvrage de protection,

L'agitation est estimée à 0.35 m pour une houle annuelle.

à 0.70 m " " " décennale.

Donc elle nécessite pas une étude, assez particulière.

Stabilité variante A
 Direction Nord 45°
 Date : le 25.02.91
 Période T = 15 secondes
 résultats de l'essai

Sonde	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h cm	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Gain	1.16	1.03	1.49	2.67	2.10	3.97	4.34	3.13	4.13	3.95	3.18	3.38
α	2.5862	2.916	-	-	1.4286							
4 α	10.344	11.664	-	-	5.7143							

* Hauteur significative $H_s = 4 \times \alpha \times RMS$ [m]

TEST Sonde	01	02	03	04	05	06	07				
01	1.82	2.82	4.03	4.43	5.45	6.05	6.66				
02	1.36	2.27	3.41	4.08	5.45	5.68	6.36				
05	1.56	2.00	3.34	3.90	4.46	4.96	4.95				

* Observation variante H

- * test 1 R.A.S
- * " 2 chute de 6 BCR sur la partie courante
- * " 3 chute de 8 BCR sur la partie courante et 3 BCR près du musoir.
- * " 4 chute de 16 BCR sur la partie courante du pied de la digue.
- * " 5 legers franchissements, au milieu de la digue (ombres), 8 BCR au corde, 7 l'enracinement, 5 6 partie courante,
- * " 6 legers franchissements sur la partie courante en dehors de la zone d'acostage. 10, au musoir, 2 l'enracinement, 3, au corde, 17 à la pc
- * " 7 affaissement du couronnement près du musoir ce qui ne reflète pas la réalité. Le couronnement n'est pas en similitude.

// Stabilité variante Φ
 Direction Nord 45°
 Date le 09. 03. 91
 Période $T = 15$ secondes
 résultats de l'essai

Sonde	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h cm	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Gain	1.11	1.01	2.00	2.20	5.78	3.60	3.76	2.80	/	2.96	3.08	2.89
α	2.7027	2.963	1.600	/	/	0.9333	0.7979	1.0714	/	0.8108	0.7912	0.9304
Δ	10.8108	11.804	6.00	/	/	3.333	3.1915	4.2857	/	3.2432	3.1169	3.321

* Hauteur significative

TEST sonde	01			02	03	04	05					
01	2.11			2.75	4.01	4.64	5.69					
02	1.63			2.52	3.48	4.41	5.56					
06	0.580			0.716	1.107	1.237	1.447					
07	0.036			0.256	0.389	0.452	0.521					
08	0.136			0.164	0.240	0.272	0.303					
09	0.182			0.276	0.388	0.443	0.524					
10	0.137			0.182	0.296	0.372	0.532					
11	0.217			0.316	0.462	0.526	0.680					

* Observation

- * Test 1 RAS
- * Test 2 RAS
- * test 3 RAS
- * " 4 legers franchissements sur la partie courante
- * " 5 destruction du couronnement

Stabilité variante C
 Direction Nord 20°
 Date le 01.04.91
 Période T = 15 secondes
 Résultats de l'essai

sonde	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h cm	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4
Grain	1.02	2.47	2.83	2.27	1.98	3.38	3.91	2.91	2.21	3.62	3.21	3.72
d												
4d	11.7647	4.8582	4.1582	4.1522	5.2763	6.0666						

* Hauteur significative

test sonde	01	02	03	04	05	06	07	08	09			
01	2.07	2.53	3.67	4.12	5.04	6.65	8.03	9.26	9.71			
02	1.42	1.99	3.17	3.50	4.36	/	/	/	/			
03	1.45	1.94	2.93	3.48	4.05	4.04	/	/	/			
04	1.34	2.06	3.4	4.12	/	/	/	/	/			
05	1.41	1.65	2.93	3.43	3.40	4.14	4.49	4.61	4.78			

* observation

- * test 1 RAS
- * test 2 RAS
- * test 3 RAS
- * test 4 RAS
- * test 5 Embruns
- * test 6 Embruns
- * test 7 legers franchissement
- * test 8 franchissement plus ou moins importante, léger érosion du talus intérieur

stabilité variante D
 Direction Nord
 Date le 13.04.91
 Période T=15 seconde
 résultats de l'essai

Sonde	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h cm	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4
Grain	1.01	2.26	2.92	2.67	1.60	3.85	4.75	3.35	2.31	4.08	3.52	4.19
d												
4d	11.812	5.3097	4.1045	4.4944	7.500							

* Hauteur significative

test sonde	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
01	1.85	2.31	3.48	3.70	4.63	5.10	5.79	7.01	7.65	7.87
02	1.24	1.76	2.59	3.10	3.72	3.93	4.45	4.76	4.76	4.96
03	1.44	1.84	2.80	3.52	3.92	4.16	3.92	3.68	3.68	3.61
04	1.05	4.75	2.71	3.24	3.77	3.85	4.16	4.73	4.47	4.47
05	1.32	1.405	2.49	2.63	2.78	2.78	3.21	3.66	3.95	3.95

* Observation

* test 1 RAS

* " 2 RAS

* " 3 RAS

* " 4 Embruns le long de la partie courante

* " 5 embruns le long de la partie courante, chute de 2 BCR de lot sur Fe

* " 6 legers franchissement le long de la jetée, érosion du tapis de pied, chute de 4 enrochement de la butée

* " 7 legers franchissement, chute de 9 qts enrochement de la butée.

* " 8 franchissement, etatement (léger) de la butée, chute de 2 BCR de lot de la poutre de couronnement et 2 BCR de 18t du muisoir

* " 9 franchissement plus au mois important retombant la dalle de couronnement. chute de 6 BCR de 18t, au niveau du muisoir, chute de 8 BCR de lot au niveau de la poutre de couronnement.

35

stabilité Variante D
 Direction Nord 20°
 Date Le 03.04.91
 Période T=15 seconde
 résultats

Sonde	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h cm	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4
Grain	1.02	2.47	2.89	2.27	1.98	3.38	3.94	2.91	2.21	3.62	3.21	3.72
α												
Ad	11.7647	4.8582	4.1582	4.1521	5.786	6.066						

* Hauteur significative

	01	02	03	04	05	06	07	08	09			
01	2.07	2.53	3.67	4.12	5.04	6.65	8.03	8.26	8.71			
02	1.42	1.09	3.12	3.50	4.36	/	/	/	/			
03	1.45	1.94	2.83	3.48	4.05	4.04	/	/	/			
04	1.34	2.06	3.40	4.12	/	/	/	/	/			
05	1.41	1.65	2.83	3.43	3.40	4.14	4.49	4.61	4.78			

* Observation

- * Test 01 RAS
- * " 02 RAS
- * " 03 RAS
- * " 04 RAS
- * " 05 Embruns
- * " 06 Embruns
- * " 07 légers franchissements plus ou moins importants, légère érosion du talus intérieur

Stabilité Variante D

Direction Nord 20°

Date 20.04.91

Période T = 15 seconde

résultats

Sonde	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h cm	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4
Grain	1.08	1.01	1.87	1.49	/	3.61	4.50	3.19	1.18	3.87	3.40	3.88
d												
4 d	11.111	11.07	4.18	4.8193								

* Hauteur significative

	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10		
01	1.95	2.59	3.69	4.33	5.63	6.29	6.93	8.23	8.45	8.66		
02	1.85	2.55	3.48	4.17	5.33	6.02	6.95	7.87	8.11	8.57		
03	1.77	2.41	3.18	3.34	3.51	3.75	3.83	3.99	3.99	4.23		
04	2.35	2.75	3.57	4.41	5.26	6.29	6.29	5.63	5.35	5.73		

* Observation

* test 01 RAS

* " 02 RAS

* " 03 chute 2 BCR de la poutre courante

* " 04 Embruns chute de 2 BCR "

* " 05 Lg franchissements retombant sur la dalle de couronnement, chute de 2 BCR du profil courant

* " 06 franchissements plus ou moins important retombant sur la dalle de couronnement tout le long de la jetée

* " 07 franchissement ± important tout le long de la jetée retombant au dessus d'un niveau gerb.

* " 08 franchissement important chute de 09 BCR de lot.

* " 09 franchissement important, chute de 20 BCR de lot, chute de 2 BCR de 18t au mur

37

Stabilité Variante D

Direction Nord 45°

Date 21.04.91

Période T=15 seconde

résultats

Sonde	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h cm	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4
Gain	1.12	0.99	2.24	2.93	/	3.72	4.52	3.24	2.19	3.85	3.39	3.83
d												
4d	10.7143	12.0286	4.7131									

* Hauteur significative

	01	02	03	04	05	06	07	08			1
01	3.56	3.97	4.81	5.84	6.48	7.10	7.10	7.31			
02	4.73	4.25	5.44	5.91	6.86	8.03	8.28	8.28			
03	3.09	3.09	4.02	4.23	4.64	4.64	/	/			
04	4.16	4.43	4.99	4.99	5.09	/	/	/			

* Observation

* test 01 Embruns deferlement sur la digue

* " 02 " " " "

* " 03 " " à -16m

* " 04 légers franchissements retombant sur la dalle de couronnement le long de la partie courante.

* " 05 légers franchissement le long de la poutre de couronnement, chute de 4 BCR de 10t sur le pc.

* " 06 deferlement à -20m, franchissement plus ou moins important retombant sur la poutre de couronnement chute de 2 BCR de 10t sur la pc, chute de 4 BCR de 18t au moulin.

* " 07 tassement du talus intérieur.

Stabilité Variante E

Direction Nord 45°

Niveau d'eau 1,000

Résultats des essais

Test	H_{sL} (m)	H_{s0} (m)	T_p (s)	Durée (m)	observations
1	3.78	2.35	8	2	déferlement sur la digue
2	4.78	3.22	9	2	légers franchissements le long du muret
3	5.79	4.18	10	2	légers franchissements retombant sur la dalle de couronnement, près du muret
4	6.54	4.40	11	2	franchissement plus ou moins important retombant sur la dalle de couronnement près du muret
5	7.30	4.83	12	2	- Franchissement plus ou moins important le long de la partie courante. étalement de la butte vers le large
6	8.30	5.04	13	2	* franchissement important sur la dalle de couronnement. * continuation d'étalement de la butte * début d'érosion du talus intérieur.
7	8.55	5.04	14	2	* franchissement important au niveau zéro. * érosion du talus intérieur.
8	9.81	/	15	2	* franchissement important, au niveau zéro. *

stabilité Variante F

Direction Nord 45°

Niveau d'eau : 0.00

Description : On apporte quelques modifications sur la variante E, suite aux constatations faites des résultats des essais.

les modifications sont :

- * prévoir une deuxième sous-couche du côté extérieur en enrochements de (0.2 à 1.5t).
- * Donner une pente de 3/1 à la butée du côté mer
- * Guédrer le talus intérieur tel que prévu dans la variante E.
- * Garder les blocs cubiques rainurés de 25t au muret, 18t dans la partie courante et 10t à l'encastrement et au caude.

Résultats des essais :

Test	$H_{1/2}$ (m)	H_0 (m)	T_p (s)	Durée (h)	observation
1	1.80	1.70	8	2	Aucun dégât apparent
2	2.57	2.40	9	2	déformement sur la digue
3	3.86	3.70	10	2	* déformement sur la digue. * embruns.
4	4.62	3.70	11	2	* déformement à la profondeur - 8m. * légers franchissements le long de la partie courante
5	5.20	4.10	12	2	* déformement à - sous. * légers franchissements le long de la digue.
6	6.43	5.70	13	2	* Franchissement importants le long de la digue. * légers étalonnage de la butée. * chute de 10CR de 18t de la partie courante. * chute de 3 BR de 25t du muret.
7	5.65	5.00	12	2	* déformement à - 20m. * légers franchissements le long de la digue.

Conclusion

En analysant les résultats des essais il a été constaté que les blocs de la carapace et du musoir répondent parfaitement aux critères de stabilité, ceci est dû à la présence d'une butée de pied avec une pente extérieure de 3/1.
Le talus intérieur n'a subi aucune érosion après les essais d'endurance.

On peut dire donc que la variante F répond parfaitement aux critères de stabilité.

* le dimensionnement final de la digue est représenté dans les figures A, B, C.

Evaluation des dommages:

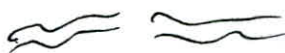
Les dommages sont évalués au niveau de la carapace extérieure du brise-lames ou sur talus intérieur on peut évaluer les dégâts causés par le phénomène de houle sur les brise-lames suivant deux (2) façons:

* Soit on note le pourcentage de dommage qui est défini comme étant le rapport entre le nombre de blocs ayant chuté, et le nombre total de blocs exposé.

* Ou bien on apprécie le mouvement ou le déplacement des blocs par rapport à leurs positions initiales, d'où la notion de la dimension équivalente

$$D = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma_s}} ; W: \text{poids du bloc} ; \gamma_s: \text{densité spécifique}$$

L'observation visuelle de ces mouvements étant difficile il est de plus en plus fait appel aux enregistrements vidéo qui permettent de mieux se les apprécier.



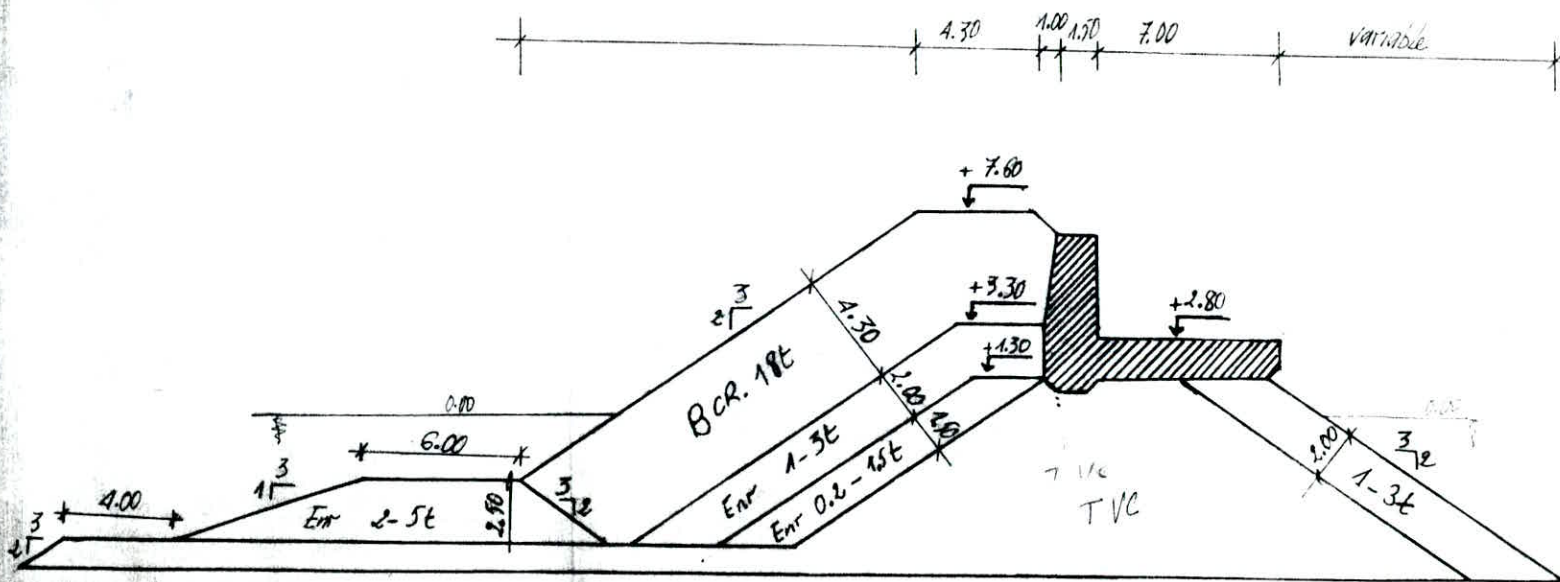
4.11 Conclusion générale

La simulation physique en hydraulique maritime nous permet d'avantage de minimiser les éléments qui constituent un ouvrage portuaire quel qu'il soit, dans la plus part des laboratoires. Le modèle réduit représente un bon modèle d'étude non seulement sur la stabilité des ouvrages de protection mais, aussi sur l'étude des modèles d'agitation à l'intérieur du bassin. L'usage des différentiels totaux on a pu ainsi quantifier les différentiels dégâts enregistrés lors des franchissements.

Pour, aboutir aux résultats conformes des essais de laboratoire, il faut définir avec précision les procédures d'essais, et donner une meilleure représentation du climat de houle.

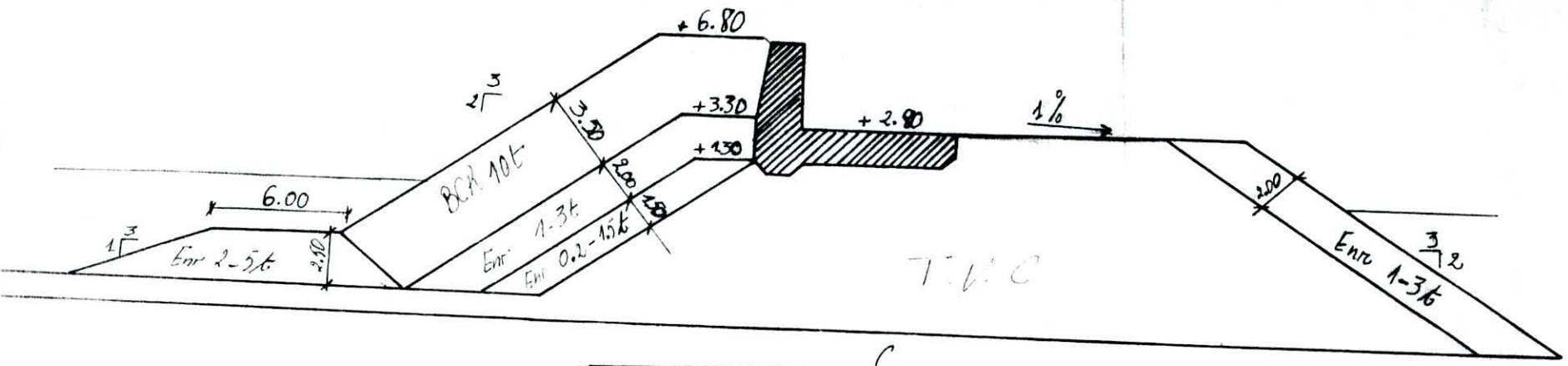
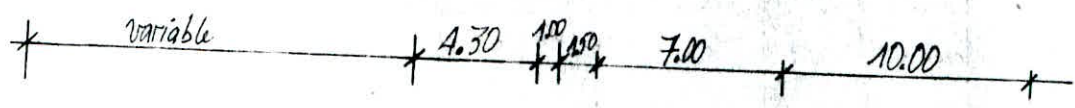
Pour l'étude de stabilité soit complète, elle devra comporter des essais au bassin pour l'étude des points singuliers (coude et mur) et du phasage des travaux.

Les observations et mesures acquises permettent ainsi de vérifier les résultats des essais sur modèle et de définir éventuellement de meilleures procédures d'essais grâce à une meilleure compréhension de l'interaction houle / structure du brise lames.



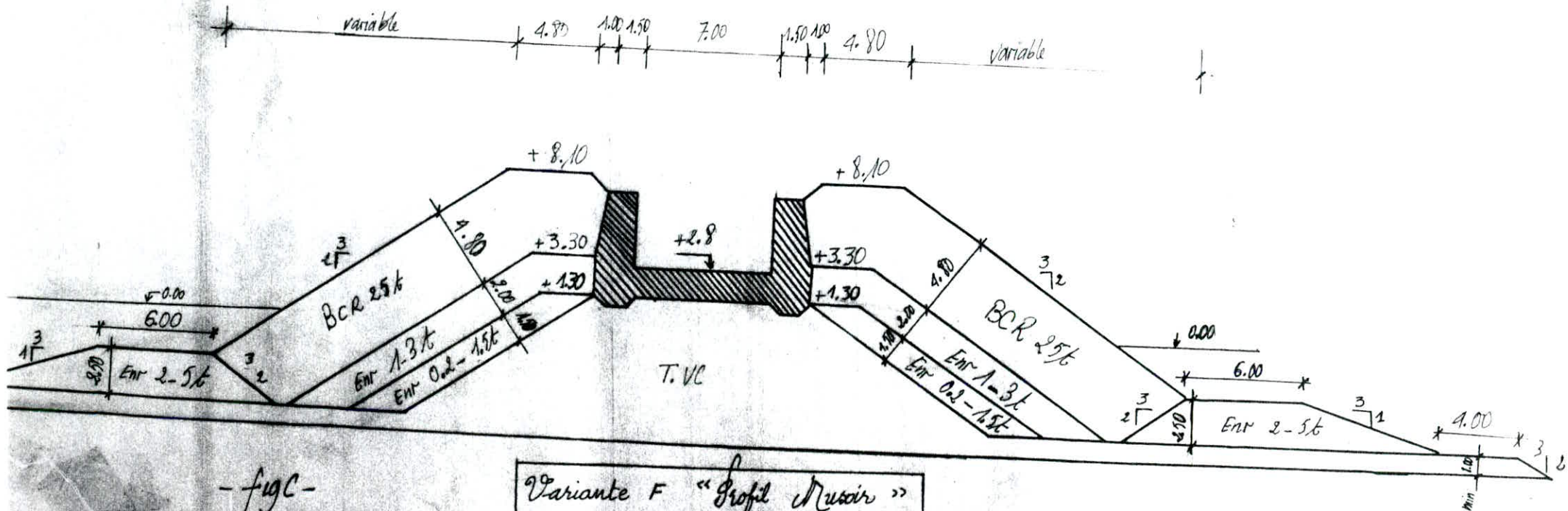
- fig A -

Variante F "Profil-courant"
- Echelle 1/200 -



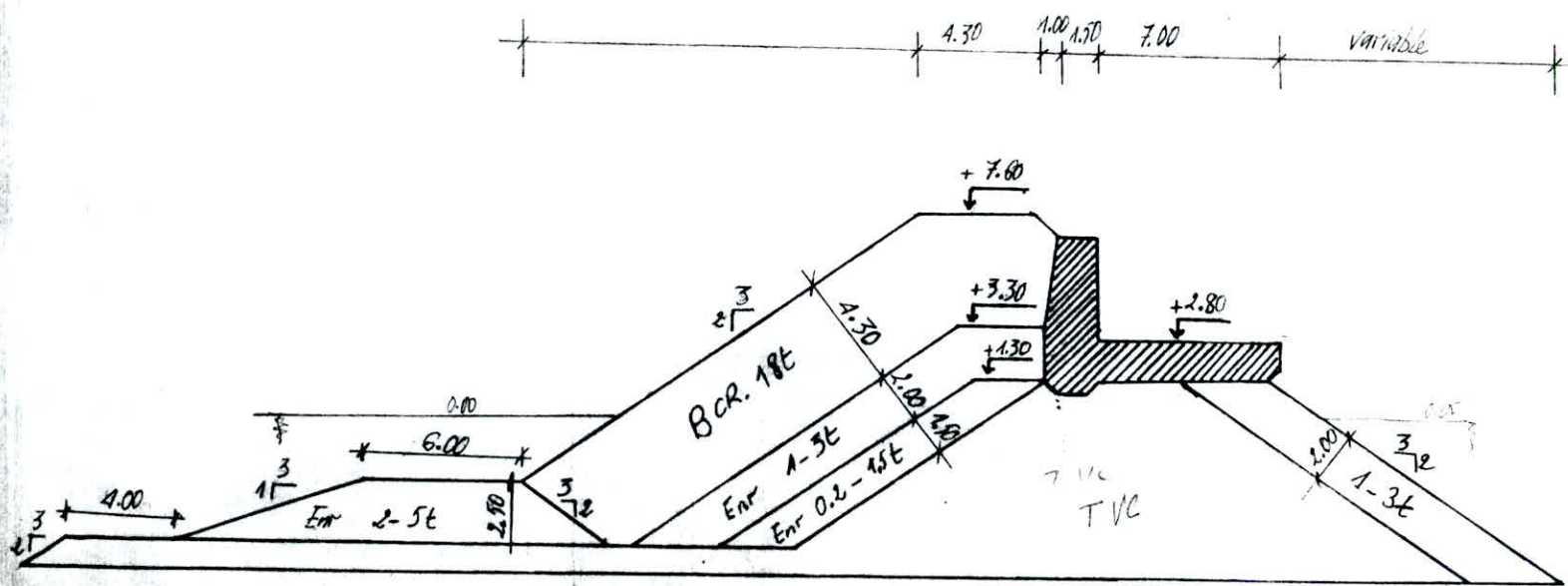
-fig B-

Variante F « Profil accostable »
- Sch 1/200 -



- figc -

Variante F "Profil Rusoir"
- Ech 1/200 -



- fig A -

Variante F "Profil-courant"
- Echelle 1/200 -

V / CALCUL DES OUVRAGES D'ACCOSTAGES

- 5.3 - Note de calcul de quai a -4.00 m
- 5.4 - Note de calcul de quai a -2.50 m
- 5.5 - Note de calcul appontement -4.00m
- 5.6 - Note de calcul appontement -2.50m

C'est l'état, au delà des quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, on ait dans le cas de la fissuration très préjudiciable (ouvrage maritime) ce qui favorise l'ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments.

5.2 Generalités sur les murs de soutènement, et sur la théorie de la pression des terres

5.2.1 Introduction

leur rôle est de reprendre les efforts dus, aux pressions latérales des terres, les forces latérales sur les murs sont engendrées par la pression latérale des terres $PH = K_0 \sigma_z$.

Les forces susceptibles d'agir sur un mur de soutènement sont:

- poids du mur.
- force latérale des terres.
- pressions des vents.
- pressions interstitielles.
- pressions hydrodynamiques (action des vagues).
- effet de gel.
- forces dynamiques (effet sismique).

5.2.2 Pression latérale des terres:

La magnitude de la pression des terres varient considérablement avec la nature du sol, et avec le déplacement du mur, si le mur est rigide, la pression latérale des terres est appelée pression latérale des terres au repos ou pression naturelle des terres. Si le sol s'appuie sur le mur la pression naturelle des terres décroît et donne naissance alors à une poussée ou pression active des terres.

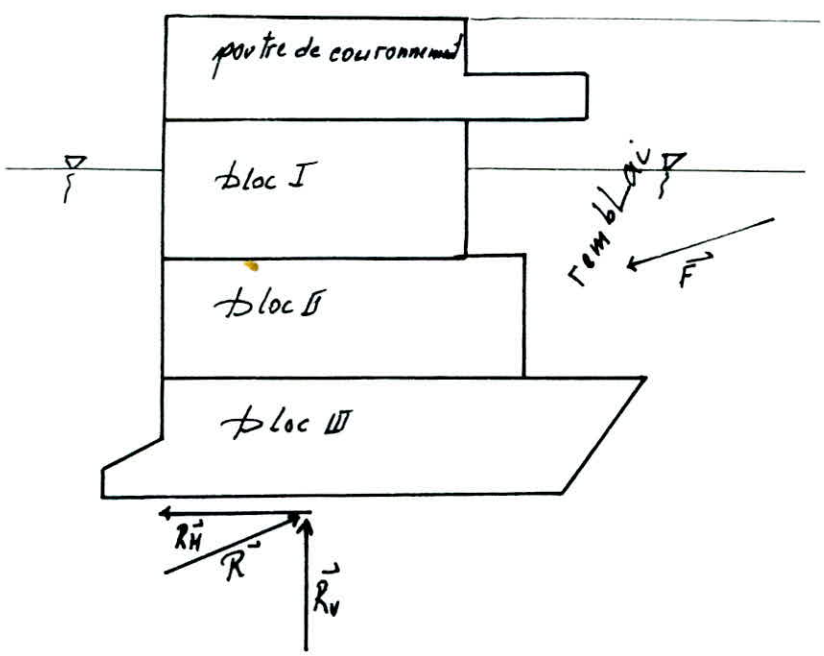
5.2.3 Stabilité de l'ouvrage

* Introduction

La résistance mécanique des terrain en plan n'est pas forcément celle qu'à été mesurée en laboratoire pour les études, les théories enfin comportent forcément des simplifications et des inexactitudes. En effet, un des éléments les plus importants, la poussée des terres n'est connue qu'avec une certaine approximation. Pour cet raison une marge de sécurité est indispensable.

* Stabilité du mur de quai

On suppose que les blocs et la poutre de couronnement constituent un ensemble monolithique, dans les calculs on devra tenir compte de l'effet dynamique supplémentaire qui est l'effet de bollard. L'ensemble des forces agissant sur le système est égal, à 0. Cette condition d'équilibre nous permet de calculer la réaction \vec{R} appliquée à la base et opposée à la résultante \vec{F} , agissant sur le mur de quai, donc il faut vérifier la stabilité du mur à l'égard du renversement et au glissement.



* Sécurité au renversement

Pour vérifier la stabilité du mur au renversement on calcule arbitrairement l'axe de rotation au droit de l'arrête extérieure de la fondation et l'on compare les moments par rapport à cet axe. D'une part les forces stabilisantes qui sont représentées par les effets verticaux (pds propre du mur plus forces de poussée), d'autre part les forces renversantes qui sont représentées par les forces horizontales (forces de poussée plus l'effet de Bollard), on doit vérifier que le rapport :

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversant}} \geq \bar{F}_r$$

\bar{F}_r : coefficient limite, de renversement on prend $\bar{F}_r = 1.5$.

* Sécurité au glissement

Le déplacement du mur par glissement sur le plan de la fondation est la deuxième éventualité à envisager. La loi de COULOMB annonce qu'il y a adhérence entre la base de la fondation et le sol de fondation qui implique angle de frottement ϕ_2 . Si le sol de fondation est représenté par les caractéristiques suivantes C_2 et ϕ_2 , alors

$$* E = C_2 + \sigma_N \tan \phi_2 * \text{ (propriété du cercle de Mohr)}$$

$$\sigma_N = R_v / B L \Rightarrow E = C_2 + \frac{R_v}{B L} \tan \phi_2$$

- . B, L : largeur et longueur de la fondation.
- . R_v : composante verticale de R normale au plan de la fondation.
- . C_2, ϕ_2 : caractéristiques du sol de fondation.

L'effort résistant qui doit contrebalancer l'effort appliqué qui est l'effort tangentiel R_H

$$E_{BL} = C_2 B L + R_v \operatorname{tg} \phi_2$$

$$C_2 B L + R_v \operatorname{tg} \phi_2 \geq R_H \bar{F}_G$$

- R_H La composante de R tangente au plan de la fondation
- \bar{F}_G coefficient limite de glissement

$$\text{Donc } \frac{C_2 B + R_v \operatorname{tg} \phi_2}{R_H} \geq \bar{F}_G$$

Dans notre cas le sol de fondation est un milieu pulvérulent donc $c_2 = 0$

$$\Rightarrow \frac{R_v \operatorname{tg} \phi_2}{R_H} \geq \bar{F}_G$$

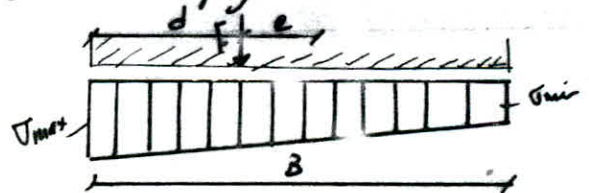
* Resistance du sol de fondation (poissonnement)

L'étude de la résistance du sol de fondation s'est effectuée en fonction:

- du poissonnement du terrain.
- du tassement admissible.

La répartition des contraintes sous l'effet vertical \vec{R}_v est linéaire, pour s'assurer qu'il n'y aurait pas rupture par poissonnement il faut qu'aucune contrainte de traction n'est admise, alors la répartition des contraintes sous la semelle doit être trapézoïdale.

- excentricité $e = B/2 - d$
- bras de levier $\Rightarrow = \frac{M_{\text{résultant}}}{F_v}$
- $M_{\text{résultant}} = M_{\text{stabilisant}} - M_{\text{renversant}}$
- Moment de réduction $M = F_v \cdot e$
- Moment d'inertie $I = \frac{B^3 L}{12}$



La contrainte

$$\sigma = \frac{F_v}{B L} \pm \frac{F_v e}{I}$$

Contrainte min

$$\sigma_{\min} = \frac{F_v}{B L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

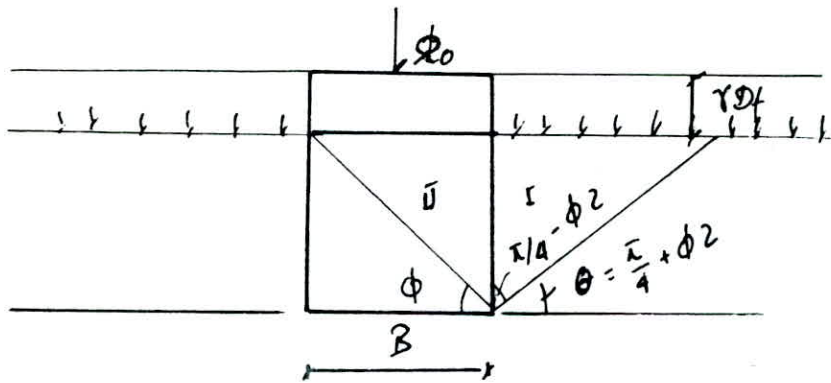
Contrainte max

$$\sigma_{\max} = \frac{F_v}{B L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

pour que $\sigma_{\min} \geq 0$, alors $e \leq B/6$ mais comme notre mur de quai est fondé sur des roches, alors on admet par expérience que $e \leq B/4$

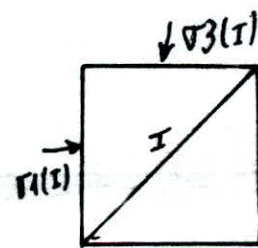
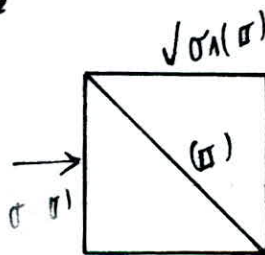
* La portance

C'est la susceptibilité d'un sol à reprendre les charges sans risque de rupture ou sans risque de tassements excessifs, il n'y a pas d'analyse mathématique exacte qui peut évaluer la portance d'un sol mais n'est au moins il existe des méthodes approximative qui ont été développées en se basant sur les représentations simplifiées de surface de rupture, et des caractéristiques du sol selon BELL (1915 - 1921) suppose que les surfaces de rupture sont planes, il considère que la fondation a une largeur B et une longueur infinie



À la rupture la fondation exerce sur le sol une pression Q_0 , sous cette fondation le sol est en compression axiale.

q_0 : capacité portante ultime



La condition d'équilibre donne $\sigma_3(\sigma) = \sigma_1(\tau)$

et d'autre part $\sigma_1(\sigma) = q_0$

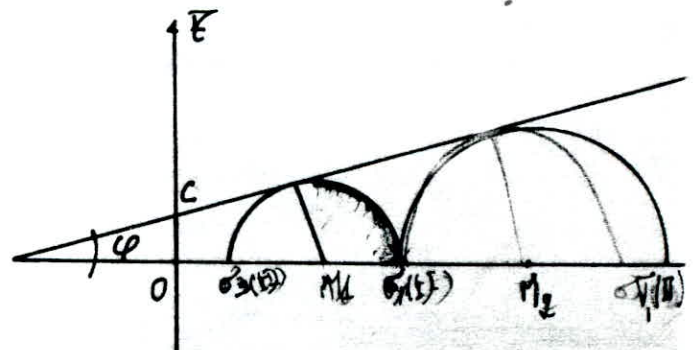
et $\sigma_3(\tau) = \gamma z_f + 1/2 \gamma B \tan \phi$

$$\tan \phi = \frac{\sigma_1(\tau) - \sigma_3(\sigma)}{\sigma_1(\tau) + \sigma_3(\sigma) + 2c \cot \phi}$$

ou notant à la fin que

$$\sigma_1(\tau) = \frac{\sigma_1(\sigma) + \sigma_3(\tau) k}{k+1} \quad \text{avec } k = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$q_0 = \sigma_1(\sigma) = \sigma_1(\tau) k + 2c \sqrt{k}$$



Cercle de Mohr

$$\text{et } q_0 = \frac{(\sigma_3(I) \cdot k + \sigma_1(D))k}{k+1} + 2c\sqrt{k}$$

$$q_0 = \sigma_3(I) \operatorname{tg}^9(\pi/4 + \phi/2) + 2c \operatorname{tg}^3(\pi/4 + \phi/2) + 2c \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2)$$

$$\sigma_3(I) = \gamma D_f + 1/2 \gamma B \operatorname{tg} \theta$$

$$\text{avec } \theta = \pi/4 + \phi/2$$

$$\text{Donc } q_0 = 1/2 \gamma B \operatorname{tg}^5 \theta + \gamma D_f \operatorname{tg}^3 \theta + 2c (\operatorname{tg}^2 \theta + 1) \operatorname{tg} \theta$$

$$q_0 = 1/2 \gamma B N_f \gamma + \gamma N_q + c N_c$$

avec N_f, N_q, N_c coefficients de portance qui peuvent être déterminés par d'autres méthodes telles que

- Méthode de HANSEN
- Méthode de MAYERHOFF
- Méthode de KERISEL et CAQUANT

si la charge est inclinée et excentrée on introduit dans l'expression de la capacité portante des facteurs correcteurs ou additionnelles de fondation.

$$\begin{array}{l} \text{facteurs} \\ \text{de forme} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \cdot E_{ff} = 1 - 0.2 \frac{B'}{L} \\ \cdot E_{fq} = 1 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} B' = B - 2e \text{ largeur fictive} \\ \text{semelle rectangulaire} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{facteurs} \\ \text{du à} \\ \text{l'inclinaison} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \cdot E_{fi} = \left[1 - \frac{R_H}{R_v - c B' \operatorname{ctg} \phi} \right]^3 \\ \cdot E_{qi} = \left[1 - \frac{R_H}{R_v - c B' \operatorname{ctg} \phi} \right]^2 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{facteurs} \\ \text{de portance} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \cdot N_f = 1.9 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi \\ \cdot N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \cdot \left[\operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2) \right] \\ \cdot N_c = 1 \end{array} \right. \quad \text{selon HANSEN}$$

La formule inversée s'écrit alors

$$q_0 = 1/2 \cdot \gamma B' N_f E_f E_{fi} + \gamma N_q E_q E_{qi} + c N_c E_c E_{ci}$$

5.2.4 Stabilité d'un mur de quai

Introduction

par définition un quai est un rivage où l'on dépose des marchandises.

Le futur port d'EL KHLA présente au environs 312 ml de quai les quais sont construits en piles de blocs successives, ces piles de blocs sont liées par une poutre de couronnement coulée sur place, pour des raisons de fissures et de déformation excessives on dispose des joints de ruptures. Les blocs sont des éléments prefabriqués en B4, ils présentent des évidements remplis par de TV, l'ensemble poutre de couronnement plus blocs constituent un mur de quai.

L'étude d'un mur de quai est similaire à celle d'un mur de soutènement, qui est étudiée à la stabilité au renversement, et au glissement, et au poinçonnement.

- Un mur de quai est soumis à la pression latérale des remblais à l'action hydrodynamique, et aux efforts d'accostages.

Les soutènements sont des ouvrages qui en phase provisoire ou définitives équilibrent les actions latérales des terrains la détermination de cette dernière ne sera pas exposé dans le détail et nous rappelons à leur sujet que quelques points (voir la partie générale sur les murs de soutènement).

Pour l'étude de la stabilité, il a fallu connaître les caractéristiques du terrain, ainsi que les caractéristiques du sol de fondation, les caractéristiques ont été déterminés après l'étude géotechnique (forage en mer, sondage à la lance), à partir de cette étude il s'est avéré que le fond est essentiellement rocheux ce qui donne les caractéristiques suivantes:

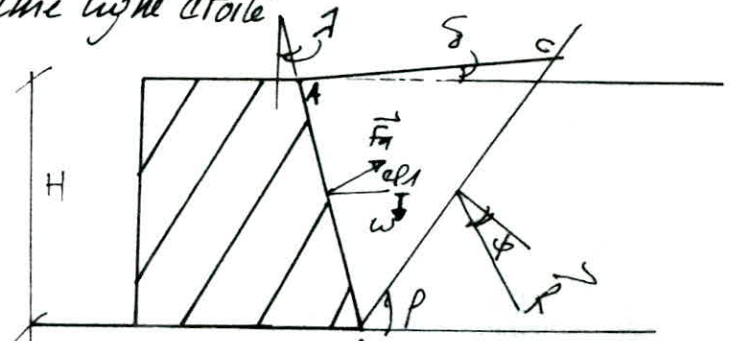
$\phi = 90^\circ$ avec ϕ : angle de frottement interne

$c \approx 0$ (milieu pulvérulent) c : Cohesion

Rapport sur les théories des pressions des terres

Il existe plusieurs méthodes de détermination de la pression latérale des terres, la méthode la plus connue en mécanique des sol est celle de la méthode de Coulomb. Son emploi est encore très grand à l'heure actuelle, et il est donc indispensable de la connaître pour pouvoir comprendre de nombreuses notes de calculs en publications techniques.

Cette méthode est le seul procédé utilisable, Coulomb a étudié l'équilibre d'un coin de glissement, d'où le nom de théorie du coin de Coulomb, dans cette théorie Coulomb admet que la ligne de glissement qui limite le coin est une ligne droite.



Le coin ABC est soumis à l'action des 3 forces.

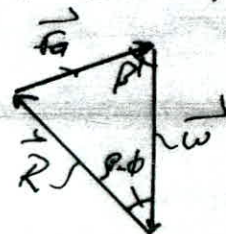
- * Le poids propre du coin \vec{W} .
- * La résultante \vec{R} des efforts de frottement le long de la ligne de glissement BC.
- * La réaction \vec{F}_a du parement AB (écran AB) sur le massif.

Le coin de Coulomb se trouve en équilibre sous l'action de ces trois forces, comme leurs directions sont connues, ainsi que l'intensité du poids W , on peut donc facilement connaître l'intensité de la force de poussée F_a .

Cette force de poussée est en fonction de l'angle β (β : angle de rupture) qui est dû à la rotation du massif.

Soit le triangle des forces

La détermination de la poussée F_a nécessite donc la recherche d'un maximum $F_a = f(\beta)$.



La résolution de cette équation conduit à des calculs longs et fastidieux, on peut utiliser d'autre méthode, telle la méthode de PONCELET, qui est analogue à celle de Boussinesque, ou bien on peut penser à la méthode graphique dite construction de "CLILMANN", cette méthode n'est pas l'objet de notre étude.

La fonction $Fa = f(\beta)$ admet comme maximum $Fa = \frac{1}{2} ka \delta h^2$

avec $ka =$ Coefficient de poussée

$$ka = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos \alpha \cos(\alpha + \phi_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha + \phi_1) \sin(\delta - \alpha)}} \right]^2}$$

Handwritten signature or scribble

Seisme

Le calcul aux seismes des ouvrages maritimes ne fait l'objet d'aucun reglement particulier et l'usage de reglement tels que le P.S 69 (modifié en 1982 pour les ouvrages de soutènement) ou les règles parasismiques Algériennes de 1981 est inadapté car uniquement valable pour des bâtiments.

La seule référence possible est le reglement JAPONAIS qui utilise comme coefficient de poussée, le coefficient de MONONOBE - OKABE dont la théorie est une extension de la théorie de COULOMB le coefficient de MONONOBE-OKABE a pour expression :

$$K_d = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - \beta)}} \right]^2}$$

φ = angle de frottement interne du remblai

δ = angle de frottement (mur/sol) sol/sol)

β = inclinaison du mur

β = inclinaison de la surface du mur

θ = inclinaison sur la verticale de la résultante des forces de masse.

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{KH}{1 - K_v} = k \quad KH = \text{Accélération Horizontale.}$$

k = Coefficient sismique K_v = Accélération verticale.

Généralement, l'accélération verticale n'a pas un grand effet, ce qui est le cas de la région où est implanté notre quai.

Donc K_v est négligeable ($K_v \approx 0$)

Le coefficient sismique k est défini dans le reglement JAPONAIS.

Comme : $k = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma$.

α : Coefficient sismique régional.

β : Coefficient de sol.

γ : Facteur de risque.

Le coefficient sismique régional dépend de la région, il prend 3 valeurs possibles :

- . 0.05 (region à faible sismicité)
- . 0.10 (region à moyenne sismicité)
- . 0.15 (region à forte sismicité).

Le coefficient du sol depend de la nature et l'épaisseur du sol.

Epaisseur de la couche	Gravier	Sable	Sol mou
$e < 5 m$	0.8	0.8	1.0
$5m \leq e < 25m$	0.8	1.0	1.2
$e \geq 25 m$	1.0	1.2	1.2

. Le facteur risque depend de la structure

CLASSIFICATION	CARACTERISTIQUES	δ
Catégorie Spéciale	Caractéristiques décrites de (1) à (3)	1.5
Catégorie A	(1) en cas de dommages, perte de nombreuses vies humaines	1.2
	(2) rôle très important pour la construction de la région après seisme	
Catégorie B	(3) possibilité d'engins ou marchandises dangereuses pouvant occasionner des pertes humaine	1.0
	(4) en cas de dommage, diminution de l'activité économique et sociale de la région	
Catégorie C	autres que (A) et (B)	0.5
	structure petite et aisément réparable	0.5

Note : pour $0.08 < K < 0.1$ on prend $K = 0.1$
pour $0.03 < K < 0.07$ on prend $K = 0.05$.

Le port d'EL KALA est situé dans une zone de moyenne sismicité : $\alpha = 0.10$.

Le sol est constitué de tout-venant (remblai de sable) d'une épaisseur : $e = 0.5\text{m}$ donc $\beta = 0.8$.

Notre port est un ouvrage classé dans la catégorie B, donc $\gamma = 1.0$.

On tire

$$\dot{R} = \frac{R_H}{1 - R_V} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma = 0.10 \times 0.8 \times 1.0 = 0.08$$

donc $\dot{R} = 0.10$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_H = 0.10 \\ R_V = 0. \end{cases}$$

Poussée hydrodynamique

Dans le cas dynamique, on tient compte d'une surpression à l'arrière du quai, et une dépression à l'avant, l'effort engendré est donné par le théorème de WESTERGAARD (1933)

$$P_w = 0.9917 R_H \times \gamma_w \times h_e$$

R_H : Accélération horizontale = 0.10

γ_w : poids volumique de l'eau = $1.025 \times T/m^3$

h_e : Hauteur du quai.

$$P_w = 0.914 T/ml$$

calcul du bras de levier l_0

$$z = h_e - y \text{ est avec } y = 0.6 \times h_e$$

Effort d'accostage

Un navire s'approche d'un quai avec une certaine vitesse qui lui confère une énergie cinétique qui s'exprime de la façon suivante :

$$E_{\text{navire}} = \frac{1}{2} \frac{P}{G} V^2 = mV^2$$

P = déplacement du navire

G = accélération de la pesanteur

m = masse du navire

V = vitesse d'accostage.

Lors de l'accostage, cette énergie est répartie et absorbée par :

- la déformation élastique ~~du navire~~ des systèmes de défense.
- le relèvement du plan d'eau entre le navire et le plan d'eau
- la rotation du navire autour de son point d'accostage
- le roulis du navire qui se produit lorsque le point d'accostage se situe en dessous ou au dessus de son centre de gravité.

L'accostage s'effectue donc avec un choc qui impose au quai des efforts appelés efforts d'accostage.

Ces efforts sont transmis au quai par des organes spéciaux plus ou moins déformables allant de simples défenses en bois dur (azobé, chêne, angélique) aux dispositifs déformables capables d'absorber l'énergie des chocs par déformation élastique. Ces organes et dispositifs jouent le rôle d'amortisseurs.

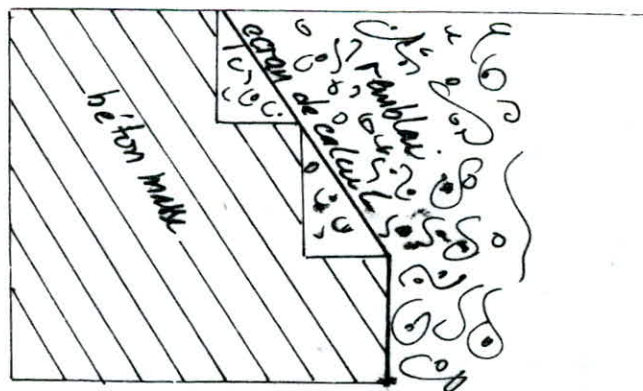
Ces efforts n'influencent donc pas sur la stabilité du quai, ils ne seront pas pris en compte.

5.2.5 Présentation d'un mur de quai

1, Le quai à -2.00 m est formé par un ensemble de piles de blocs en BA chaque bloc a une longueur de 3.00 m , en élévation le quai comporte trois (03) types de blocs qui sont collés entre eux par un système d'emboîtement, ce système d'emboîtement n'est rien d'autre que des évidements remplis par du TV à la surface du contact entre blocs on note la présence d'un liant qui donne à la surface une certaine adhérence afin d'éviter le glissement entre blocs. On considère que l'ensemble formé par la poutre de couronnement plus les 3 (trois) blocs forme un mur de quai qui a la forme d'un mur à redans, pour faciliter les calculs, on considère comme écran de calcul une droite inclinée, ce qui laisse supposer que les zones délimitées par le remblai font partie du mur.

2, Le quai à -2.50 m , on rencontre des piles de blocs ayant une longueur de 1.80 m , en élévation le quai comporte deux (02) types de blocs collés entre eux.

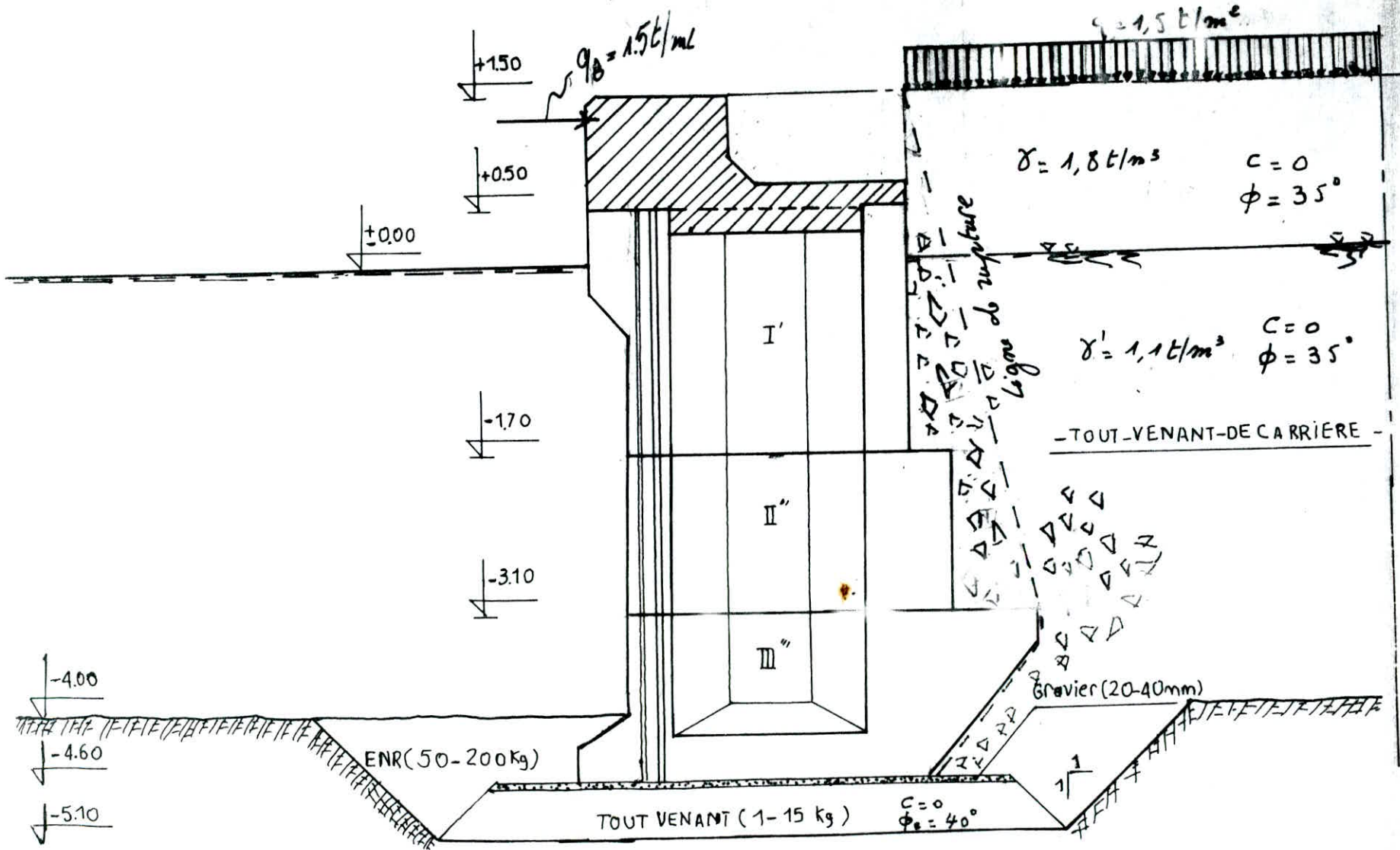
Pour le calcul on procède de la même façon que pour le quai à -2.00 m c.à.d qu'on trace un écran de calcul.



Mur à redans

— QUAI à -4.00 (CHALUTIERS) —

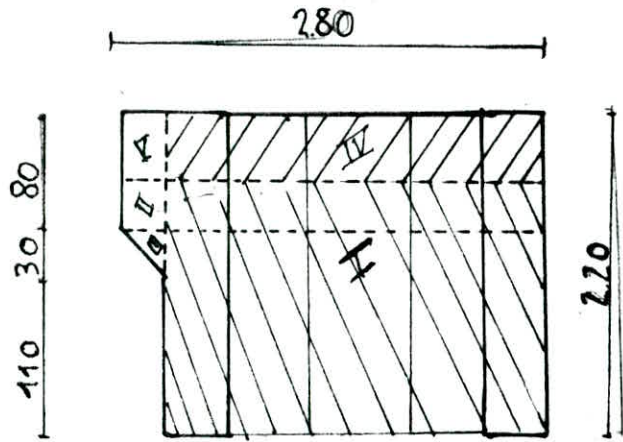
ECH=1/50



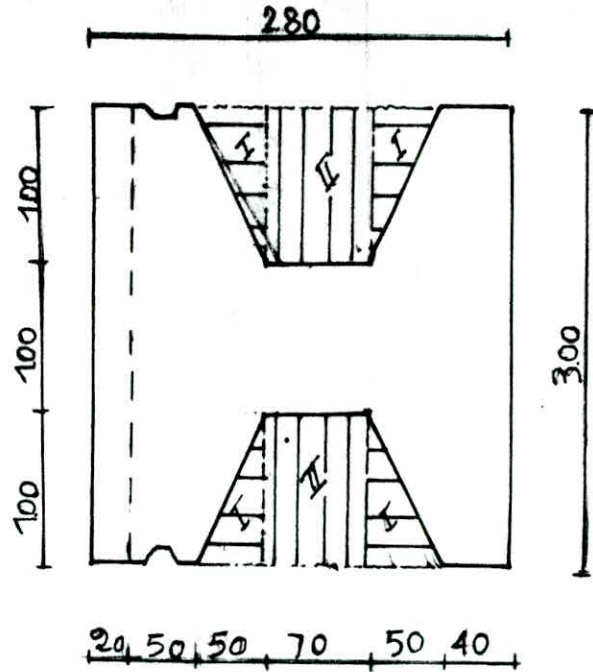
65

-BLOC TYPE I'-

-ELEVATION-

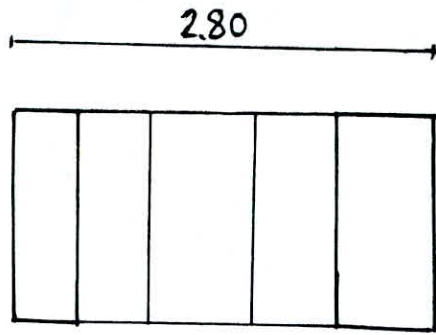


PLAN

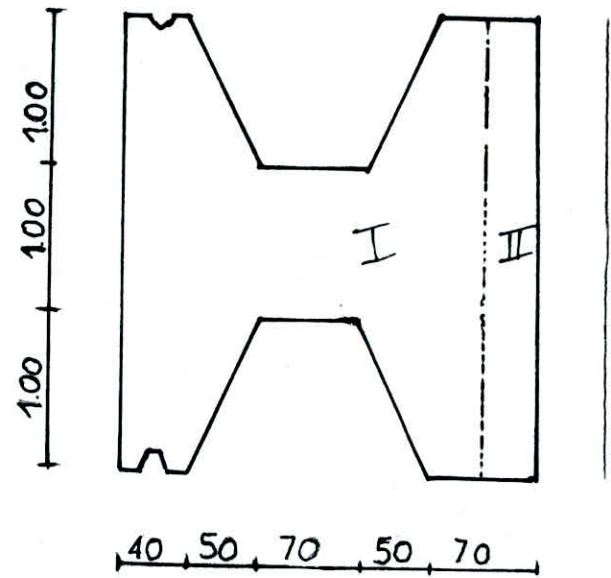


BLOC TYPE II

-ELEVATION-



-PLAN-



61

5.3 Note de calcul du quai à -4.00 m
Calcul quai (H = -4.00 m)

5.3.1. Détermination du poids propre.

* Le pds volumique du béton : $\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$; $\gamma'_b = 1.4 \text{ t/m}^3$.

* " " " remblai : $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$; $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$.

* note: voir les coupes.

* BLOC I

Bloc	Volum en (m ³)	z m	γ t/m ³	t	γ_x t/m	
Béton	I	$3 \times 1.7 \times 2.5 - 1.7 \times 2 \times (0.5 \times 1 + 0.7 \times 1) = -2.67$	+1.25	1.4	12.138	15.1725
	II	$0.3 \times 0.3 \times 8 = -0.27$	-0.40	1.4	0.378	-0.151
	III	$0.3 \times 0.3 \times \frac{3}{2} = -0.135$	-0.10	1.1	0.189	-0.0183
	IV	$3 \times 0.5 \times 2.5 - 0.5 \times 2 \times (0.5 \times 1 + 0.7 \times 1) = -2.5$	+1.25	2.4	6.12	7.65
	V	$0.5 \times 0.3 \times 8 = -0.45$	-0.40	2.4	1.09	-0.452
	Σ	Béton	1.116	~	19.905	22.22
	Remblai	I	$2 \times 0.5 \times 1 \times 0.5 \times \frac{1}{2} = -0.25$	+0.73	1.8	0.45
II		$2 \times (0.7 \times 1.00) \times 0.5 = 0.7$	+1.25	1.8	1.26	1.562
III		$2 \times 0.5 \times 1.00 \times 0.5 \times \frac{1}{2} = -0.25$	+1.76	1.8	0.45	0.792
IV'		$2 \times (0.5 \times 1.00) \times 1.7 \times \frac{1}{2} = -0.85$	+0.73	1.1	0.935	0.682
V'		$2 \times (0.7 \times 1.00) \times 1.7 = 2.38$	+1.25	1.1	2.618	3.27
VI'		$2 \times (0.5 \times 1.00) \times 1.7 \times \frac{1}{2} = -0.85$	+1.76	1.1	0.935	1.645
Σ		remblai	+1.245	~	6.649	8.279
	remblai + béton (B.I)	1.1486	~	26.553	30.5	

* BLOC II

Bloc	Volume en (m ³)	z ^m	γ t/m ³	pois ^t	η _x : cm
Béton	I $3 \times 2.5 \times 1.4 - \frac{(1.7 \times 1)}{2} \times 1.4 \times 2 = 9.12 -$	+ 1.25	1.4	11.368	14.21
	II $0.3 \times 3 \times 1.4 = - 1.26 -$	+ 2.65	1.4	1.768	4.674
	Σ Béton	1.438	~	13.127	18.884
Remblai	$\frac{1}{2} (1.7 \times 1.00 \times 2 \times 1.4) = - 2.38 -$	+ 1.25	1.1	2.618	3.272
	Remblai + béton (B. II)	+ 1.451	~	15.745	22.156

* BLOC III

BLOC	VOLUME en (m ³)	z ^m	γ t/m ³	pois ^t	η _x : cm
Béton	I $0.3 \times 3 \times 1 = - 0.9 -$	+ 3.10	1.4	1.26	3.966
	II $1.00 \times 1.2 \times \frac{3}{2} = - 1.8 -$	+ 2.937	1.4	2.52	7.391
	III $0.5 \times 3 \times 1.5 = - 2.25 -$	+ 2.35	1.4	3.15	7.4025
	IV $0.3 \times 1.7 \times 3 = - 1.53 -$	+ 1.25	1.4	2.142	4.677
	V $0.4 \times 3 \times 1.5 = - 1.8 -$	+ 0.25	1.4	2.52	0.63
	VI $6.3 \times 0.5 \times \frac{3}{2} = - 0.225 -$	- 0.166	1.4	0.215	- 0.054
	VII $0.3 \times 0.5 \times 3 = - 0.45 -$	- 0.25	1.4	0.63	- 0.1575
	VIII $0.1 \times 3 \times 1.2 = - 0.33 -$	+ 2.60	1.4	0.4662	1.212
	IX $3 \times 2.5 \times 1.1 - 1.1 \times (1.7 \times \frac{1}{2}) \times 2 = - 6.38 -$	+ 1.25	1.4	8.932	11.165
	Σ	$2 \times 1.7 \times \frac{1}{2} \times 1.1 = - 1.87 -$	1.25	~	
Remblai	$2 \times 1.7 \times \frac{1}{2} \times 1.1 = - 1.87 -$	1.25	1.1	2.057	2.571
	Remblai + béton (Bloc III)	1.532	~	23.9922	26.754

Poutre de couronnement

Bloc	Volume en m ³	x m	γ t/m ³	pds t	γ_x t/m
Béton	I $1.55 \times 0.25 \times 3 = - 1.1625$	1.4	2.79		
	II $0.95 \times 3 \times 1.00 = - 2.85$	0.475	2.4	6.84	3.249
	III $0.3 \times 1.00 \times 3.00 = - 0.9$	-0.15	2.4	2.16	-0.324
	Béton	0.656	~	11.79	7.737
remblai	$0.75 \times 1.55 \times 3 = - 2.8875$	1.725	1.8	6.2775	10.828
	béton + remblai (P.C.)	1.027	~	18.0675	18.565

Evidements

BLOC	VOLUME en m ³	x m	γ t/m ³	pds t	γ_x t/m
I	$1.5 \times 0.4 \times 1/2 \times 3 = - 0.9$	2.633	1.8	1.62	4.47
II	$0.4 \times 1.7 \times 3 = - 2.04$	2.7	1.1	2.244	6.0578
III	$0.35 \times 1.7 \times 3/2 = - 0.8925$	2.016	1.1	0.98	2.959
IV	$0.4 \times 1.4 \times 3 = - 1.68$	3.	1.1	1.848	5.544
V	$0.35 \times 1.4 \times 3/2 = - 0.735$	3.216	1.1	0.808	2.68
	remblai	2.8948	~	7.5	21.711

Total (Bloc I, II, III, IV, V)	x m	γ t/m ³	pds t	γ_x t/m
remblai + Béton	1.42	~	91.857	130.394

5.3.3 Calcul de la poussée des terres.

* Angle de frottement mur-sol $\phi_1 = \frac{2}{3}\phi$; $\phi_1 = 24^\circ$

* Angle d'inclinaison de mur % à la vertical: d_i

parment \overline{AB} :

$$A_{y1} = \frac{BE}{HE} = \frac{1.1}{4.6} = 0.239.$$

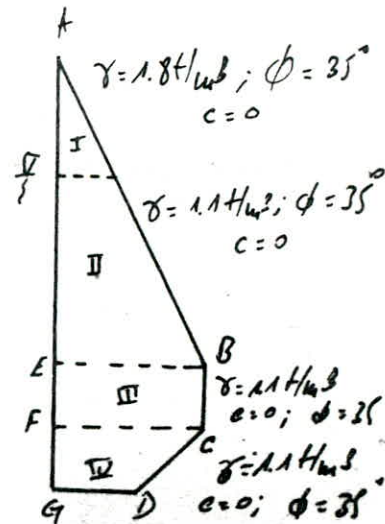
$$\alpha_1 = \text{Arctg } 0.239 = 14^\circ$$

parment \overline{CD}

$$A_{y2} = \frac{1}{1.2} = 0.833$$

$$\alpha_2 = \text{Arctg } 0.833 = -39^\circ$$

Caractéristiques physiques et géométriques:



Couche	niveau (m)	pts volumique γ	angle d'inclinaison d_i	angle de frottement mur-sol ϕ_1	sol-sol ϕ
1	+1.50 à 0	$\gamma = 1.8$	14°	$\phi_1 = 24^\circ$	$\phi = 35^\circ$
2	0 à -3.10	$\gamma' = 1.1$	14°	$\phi_1 = 24^\circ$	$\phi = 35^\circ$
3	-3.10 à -3.40	$\gamma' = 1.1$	0°	$\phi_1 = 24^\circ$	$\phi = 35^\circ$
4	-3.40 à -4.60	$\gamma' = 1.1$	-39°	$\phi_1 = 24^\circ$	$\phi = 35^\circ$

calcul des coefficients de poussée d'après la Théorie de Coulomb.

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi - d_i)}{\cos^2 d_i \cdot \cos(d_i + \phi_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\cos(d_i + \phi_1) \cos(\delta - d_i)}} \right]^2}$$

$$K_{a1} = K_{a2} = 0.362.$$

$$K_{a3} = 0.244.$$

$$K_{a4} = 0.0397.$$

calcul de la contraintes au niveau de la ligne de rupture.

$$\left\{ \begin{array}{l} z = 1.5 \text{ m} \\ H_1 = 1.5 \text{ m} \end{array} \right. \quad \sigma_{H1} = k_{a1} \frac{\gamma H_1}{\cos \alpha_1}; \quad \sigma_{H1} = 1.0078 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} z = 4.6 \text{ m} \\ H_2 = 3.10 \text{ m} \end{array} \right. \quad \sigma_{H2} = k_{a2} \left(\frac{\delta H_1}{\cos \alpha_1} + \frac{\delta H_2}{\cos \alpha_1} \right); \quad \sigma_{H2} = 2.211 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} z = 4.6 \text{ m au sommet} \\ H_3 = 0.3 \end{array} \right. \quad \sigma_{H3.1} = (\delta H_1 + \delta' H_2) k_{a3}; \quad \sigma_{H3.1} = 1.5 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} z = 4.9 \text{ à la base} \\ H_3 = 0.3 \end{array} \right. \quad \sigma_{H3.2} = (\delta H_1 + \delta' H_2 + \delta' H_3) k_{a3}; \quad \sigma_{H3.2} = 1.578 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} z = 6.10 \text{ m, à la base} \\ H_4 = 0.3 \end{array} \right. \quad \sigma_{H4.2} = (\delta H_1 + \delta' H_2 + \delta' H_3 + \delta' H_4) k_{a4}; \quad \sigma_{H4.2} = 0.333 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} z = 4.9 \text{ m au sommet} \\ H_4 = 0.3 \end{array} \right. \quad \sigma_{H4.1} = (\delta H_1 + \delta' H_2 + \delta' H_3) k_{a4}; \quad \sigma_{H4.1} = 0.406 \text{ t/m}^2$$

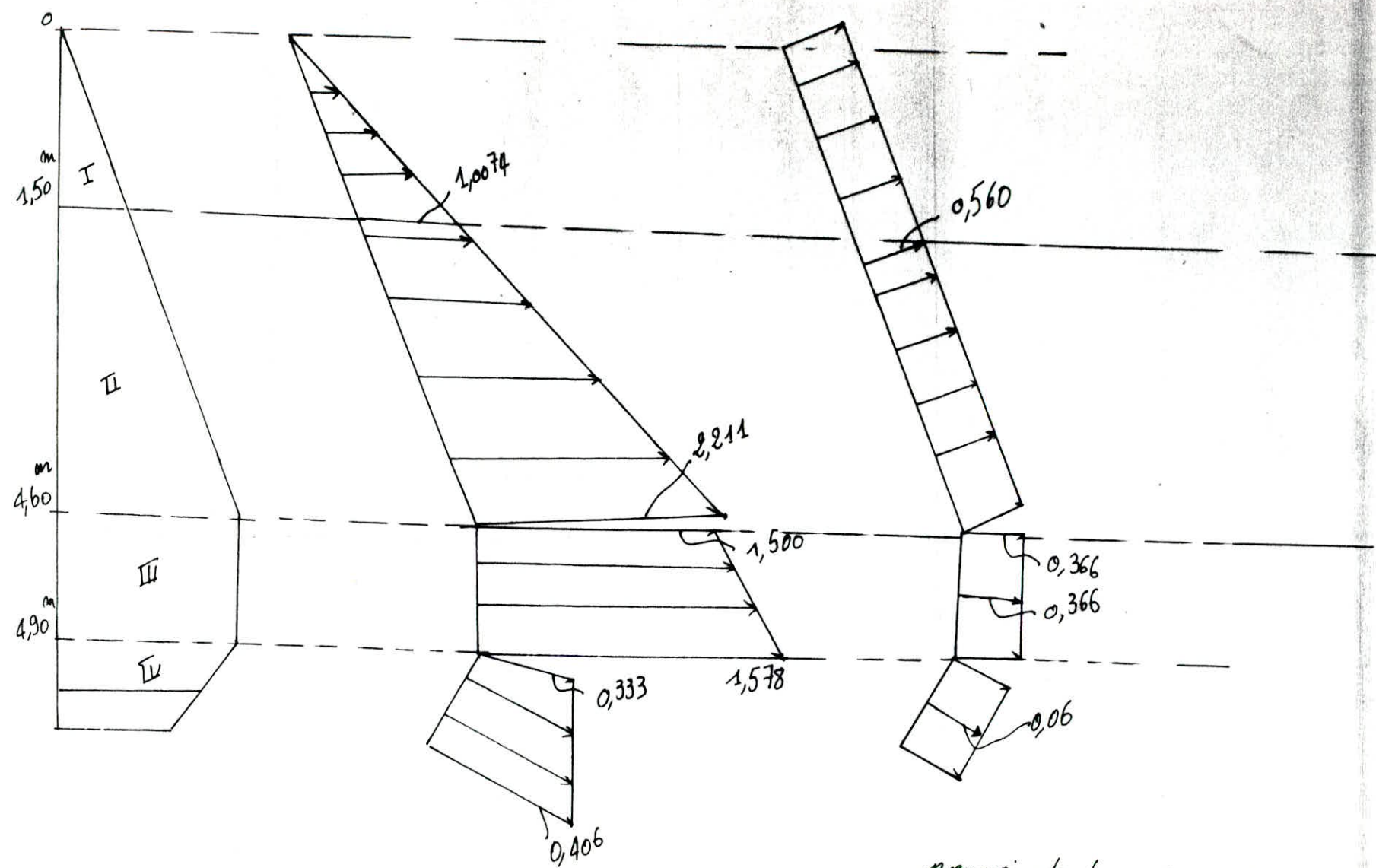
niveau z	ici	Poussée des terres		sur charge	
		σ_{Vi} t/m ²	σ_{Hi} t/m ²	σ_{Vi} t/m ²	$\sigma_{Hi} = 9k_{ai} \frac{z}{\cos \alpha_i}$
+1.5, à 0	0.362	2.783	1.0078	1.5	0.560
0 à -3.10	0.362	6.324	2.211	1.5	0.560
-3.10, à -3.40	0.244	au sommet 6.124	1.500	1.5	0.366
		base 6.968	1.578		
-3.40, à -4.6	0.04	au sommet 8.317	0.733	1.5	0.06
		à la base 10.155	0.406		

tableau récapitulatif

Sollicita		Fv t	y bras de levier m	M _{st} t.m stabil	FH t	y m	M _{st} mt remor	
G	BLOC I	26.553	1.148	30.500				
	BLOC II	15.745	1.451	22.864				
	BLOC III	24.000	1.532	36.754				
	Poutre de couronnement	11.790	0.656	7.737				
	Remblai zone délimitée	7.500	2.894	21.711				
	Remblai sur superstructure	6.277	1.725	10.828				
	poussées dues au poids propre du sol							
		Fav1	1.353	2.719	3.720			
		Fav2	9.126	3.33	30.390			
		Fav3	0.561	3	2.070			
		Fav4	-0.24	3.211	-0.771			
		FaH1				1.731	5.10	8.828
		FaH2				11.820	2.760	32.248
		FaH3				1.26	1.347	1.700
	FaH4				0.982	0.587	0.577	
poussées dues aux surcharges								
P	P1V	4.758	3.037	14.450				
	P2V	0.134	3.60	0.482				
	P3V	-0.0588	3.114	-0.173				
	P1H				6.040	3.80	23.142	
	P2H				0.300	1.35	0.405	
	P3H				0.207	0.60	0.124	
	B	Force de Bollard				3	6.10	18.3
G+P+B		109.919	~	188.3	28.55	-	97.16	

20

Diagrammes des contraintes horizontales



Pressions des terres dues au poids propre des terres
 * σ_H t/m² *

pressions des terres dues à la surcharge

* σ_H t/m² *

Securité au renversement

$$\frac{M_{stab}}{M_{trav}} \geq \bar{F}_k = 1.5$$

$$\frac{188.3}{97.16} = 1.938 > 1.5 \quad \underline{ok}$$

Securité au glissement

La loi de Coulomb assure qu'il y a adhérence entre la base de fondation et le sol de fondation, l'angle de frottement étant égal $\phi_2 = 40^\circ$

$$E = \bar{G}_N \tan \phi_2$$

$$E = \frac{R_v}{B} \tan \phi_2$$

$$\frac{R_v}{R_H} \tan \phi_2 \geq \bar{G}_g = 1.5$$

$$\frac{110}{28.55} \tan 40^\circ = 3.23 > 1.5 \quad \underline{ok}$$

Securité au poinçonnement

$$M_{trav} = M_{st} - M_{trav}$$

$$M_{rs} = 188.3 - 97.16 = 91.14 \text{ tm}$$

$$B = DE = 3.60 - 0.5 = 3.10 \text{ m}$$

$$\frac{B}{2} = \frac{DE}{2} = 1.55 \text{ m}$$

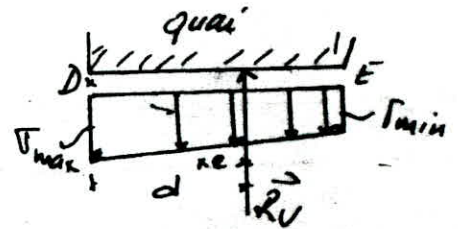
$$d = \frac{M_{rs}}{F_v} = \frac{91.14}{109.919}$$

$$d = 0.828 \text{ m}$$

$$\text{L'excentricité } e = \frac{B}{2} - d - 0.5$$

$$e = 1.55 - 0.828 - 0.5 = 0.222 \text{ m}$$

$$e = 0.222 \text{ m} < \frac{b}{6} = 0.516 \text{ m} \text{ donc } F_v \text{ passe dans le tiers central}$$



La base de la fondation étant sollicitée en flexion composée la contrainte s'exprime :

$$* \sigma = \frac{F_v}{B} \pm \frac{M}{I} \sigma$$

$$M = F_v e$$

$$\sigma = B/2$$

$$I = B^3/12$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{min} &= \frac{F_v}{B} - \frac{M}{I} \sigma \\ \sigma_{max} &= \frac{F_v}{B} + \frac{M}{I} \sigma \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_v}{B} + \frac{M}{I} \sigma$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 6.705 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 16.91 \text{ t/m}^2$$

Capacité portante du sol

L'expression générale de la capacité portante est donnée par

$$q_0 = 1/2 \gamma' B' N_\gamma E_\gamma E_{\gamma i} + q N_q E_q E_{q i}$$

* $E_\gamma, E_{\gamma i}, E_q, E_{q i}$: coefficients correcteurs ou additionnels

* N_γ, N_q : facteurs de portance peuvent être déterminés selon

BRINCH - HENSEN

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \gamma^2 (\pi/4 + \phi/2)$$

$$N_q = 64.2 \quad \phi = 40^\circ$$

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \tan^2 \phi$$

$$N_\gamma = 95.46$$

$$E_\gamma = E_q = 1$$

$$E_{\gamma i} = \left[1 - \frac{\sqrt{1 + \frac{1}{4} + cBL \cot \phi}}{4 + cBL \cot \phi} \right]^2 = E_{q i}^{3/2} \quad \left. \begin{array}{l} E_{\gamma i} = 0.406 \\ E_{q i} = 0.548 \end{array} \right\} c = 0$$

$$B' = B - 2e = 3.10 - 2 \times 0.222 = 2.656 \text{ m}$$

AN

$$q_0 = 1/2 \times 1.1 \times 2.656 \times 95.46 \times 0.406 + 0.6 \times 1.1 \times 64.2 \times 1 \times 0.548$$

$$q_0 = 79.83 \text{ t/m}^2$$

$$q = \frac{F_v}{B'L} = \frac{110}{2.656 \times 3}$$

$$q = 13.80 \text{ t/m}^2$$

$$F_s = \frac{q_0}{q} = 5795 > 3 \quad \underline{\underline{OK}}$$

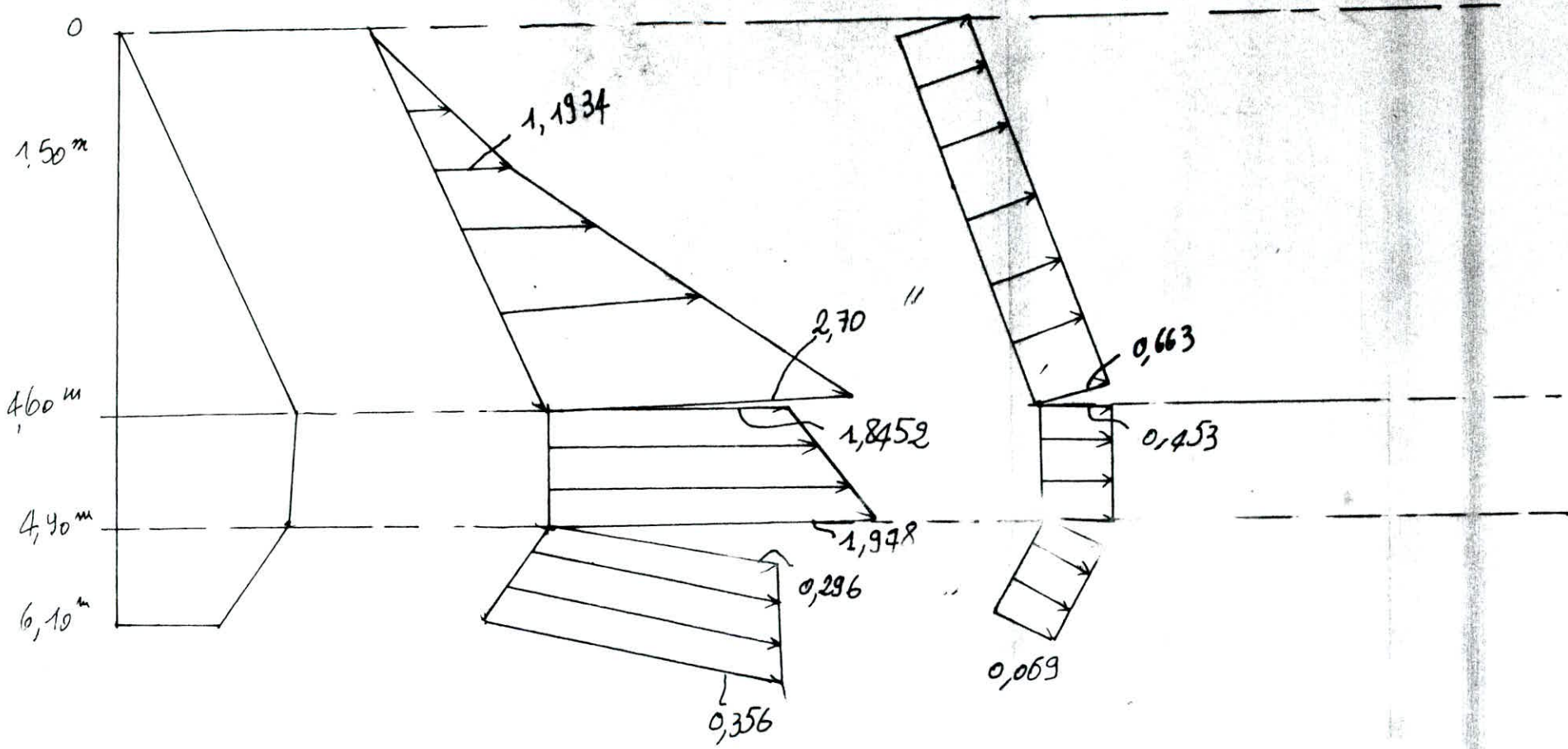
Tableau récapitulatif

Sollicité		F _t	X _{bras} de levée m	M _{stat} en ton	F _H	Y _m	q _{stat} en ton
	Bloc I	26.553	1.148	30.500			
	Bloc II	15.745	1.451	22.864			
	BLOC III	24.000	1.532	36.754			
	Poutre de Couronnement	11.790	0.656	7.737			
	Remblai zone rotative	7.500	2.894	21.711			
	Remblai sur superstructure	6.277	1.725	10.828			
	Poussées dues au poids propre des t _l						
G	Fav1	1527	2.749	4.196			
	Fav2	10.878	3.33	36.110			
	Fav3	0.695	3.60	2.502			
	Fav4	-0.101	3.210	0.0321			
	FaH1				1.957	5.10	9.945
	FaH2				13.935	2.760	38.711
	FaH3				1.563	1.847	2.105
	FaH4				1.1336	0.587	0.666
	Poussées dues aux surcharges						
P	P1V	5.633	3.037	17.107			
	P2V	0.1659	3.60	0.597			
	P3V	-0.0649	3.114	-2.00			
	P1H				7.21	3.80	27.406
	P2H				0.372	1.35	0.504
B	P3H				0.24	0.60	0.144
	Force de Bollard				3	6.10	18.3
	G + P + B	110.59	~	178.87	29.4036	~	97.829
	passée hydrodynamique				6.300	1.84	11.583

67

Diagrammes de contraintes

Cas dy rampe;



Pression des terres dues
au poids propre des terres
64 t/m²

Pression des terres dues à la
surcharge
64 t/m²

5.3.5 calcul sismique

zone II : moyenne sismicité

$$R = d \beta \gamma$$

$$R = \frac{R_H}{1 - R_H} \quad \text{ou } R_H \approx 0 \Rightarrow R = R_H$$

$$d = 0.1$$

$$\beta = 0.8 \quad (\text{Gravier } e \leq 5 \text{ m})$$

$$\gamma = 1.0 \quad \text{Catégorie B}$$

$$R = 0.1 \times 0.8 \times 1.0 = 0.08$$

Le règlement prescrit que

$$0.08 \leq R \leq 0.1$$

$$\theta = \text{Arctg } R_H = \text{Arctg } R = 5.7^\circ$$

* Coefficient de poussée dynamique

$$k_{aie} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \alpha_i)}{\cos \theta \cos^2 \alpha_i \cos(\theta + \alpha_i + \phi_1)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \alpha_i) \sin(\phi - \delta - \theta)}{\cos(\alpha_i + \theta + \phi_1) \cos(\delta - \alpha_i - \theta)}} \right]^2$$

θ : inclinaison du prisme

Tableau récapitulatif

i	α_i	ϕ	ϕ_1	δ	θ	k_{aie}
1	14°	35°	24°	0	5.7°	0.442
2	14°	35°	24°	0	5.7°	0.442
3	0°	35°	24°	0	5.7°	0.302
4	-39°	35°	24°	0	5.7°	0.046

Calcul des contraintes:

On procède de la ^{même façon} que dans le cas statique.

Application :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{H1} = 1.1434 \text{ t/m}^2; \\ \sigma_{H2} = 2.70 \text{ t/m}^2; \\ \sigma_{H3.1} = 1.8452 \text{ t/m}^2; \\ \sigma_{H3.2} = 1.948 \text{ t/m}^2; \\ \sigma_{H4.1} = 0.296 \text{ t/m}^2; \\ \sigma_{H4.2} = 0.356 \text{ t/m}^2; \end{array} \right\} \text{poussée du terres}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{H1} = 0.663 \text{ t/m}^2; \\ \sigma_{H2} = 0.453 \text{ t/m}^2; \\ \sigma_{H3} = 0.069 \text{ t/m}^2; \end{array} \right\} \text{surcharges d'exploitation}$$

sécurité au renversement

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq \bar{F}_R = 1.5$$

$$\frac{188.87}{109.2} = 1.730 > 1.5 \quad OK$$

sécurité au glissement

$$\frac{R_v}{R_H} \tan \phi_2 \geq \bar{F}_G = 1.5$$

$$\frac{110.59}{35.7} \tan 40^\circ = 2.600 > 1.5 \quad OK$$

sécurité au poinçonnement

$$M_{rms} = M_{st} - M_{renv} = 188.87 - 109.200 = 79.67 \text{ t.m.}$$

L'excentricité

$$d = \frac{M_{rms}}{F_v} = \frac{79.67}{110.59} = 0.72 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 1.55 - 0.72 - 0.1 = 0.33 \text{ m}$$

$$e = 0.33 \text{ m}$$

$$B = 3.10 \text{ m}$$

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

$$\sigma = \frac{F_v}{B \cdot L} \left(1 \mp \frac{6e}{B} \right) \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{min} &= \frac{110.59}{3.1 \times 3} \left(1 - 6 \times \frac{0.333}{2.6} \right) = 4.227 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{max} &= \frac{110.59}{3.1 \times 3} \left(1 + 6 \times \frac{0.333}{2.6} \right) = 19.555 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \right.$$

Portance du sol

$$B' = B - 2e = 2.278 \text{ m}$$

$$E_{gi} = \left[1 - \frac{V_H}{V_v} \right]^3 = E_{gi}^{3/2} = 0.316$$

$$E_{gi} = \left[1 - \frac{V_H}{V_v} \right] = 0.402$$

$$E_g =$$

$$E_q =$$

$$q_0 = 0.5 \times 1.1 \times 1.656 \times 95.45 \times 0.84 \times 0.31 + 69.20 \times 0.457 \times 0.66 \times 1$$

$$q_0 = 40.1 \text{ t/m}^2$$

$$q = \frac{F_v}{B' \cdot L} = \frac{110.59}{2.434 \times 3} = 15.972 \text{ t/m}^2$$

coeff de sécurité $F = \frac{40.1}{15.972} = 2.52 > 1.5 \quad OK$

5.3.7 Stabilité partielle (stabilité au glissement entre blocs)

Pour s'assurer que les blocs ne se glissent pas les uns contre les autres, on passe au calcul de la stabilité partielle.

On suppose qu'il y a adhérence entre blocs, la condition de stabilité exige que

$$\frac{F_V}{F_H} \tan \phi \geq \bar{F}_g$$

1) Quai à -4.00m

1. Stabilité de l'élément: Bloc I + poutre de couronnement.

* combinaison: $G + 1.5P + B$ Cas statique

$$F_V(t) = 52.922 \text{ t} ; F_H = 17.120 \text{ t}$$

$$\frac{F_V}{F_H} \tan 40^\circ = \frac{52.922}{17.120} \times \tan 40^\circ = 2.594 > 1.5 \text{ OK}$$

* combinaison: $G + P + B + P_w$ Cas dynamique

$$F_V(t) = 52.478 \text{ t} ; F_H = 17.300 \text{ t}$$

$$\frac{F_V}{F_H} \tan 40^\circ = \frac{52.478}{17.300} \tan 40^\circ = 2.49 > 1.5 \text{ OK}$$

2. Stabilité de l'élément: Bloc I + poutre de couronnement + Bloc II

* combinaison: $G + 1.5P + B$ Cas statique

$$F_V(t) = 79.204 \text{ t} ; F_H(t) = 25.546 \text{ t}$$

$$\frac{F_V}{F_H} \tan 40^\circ = \frac{79.204}{25.546} \tan 40^\circ = 2.601 > 1.5 \text{ OK}$$

* combinaison: $G + P + B + P_w$ Cas dynamique

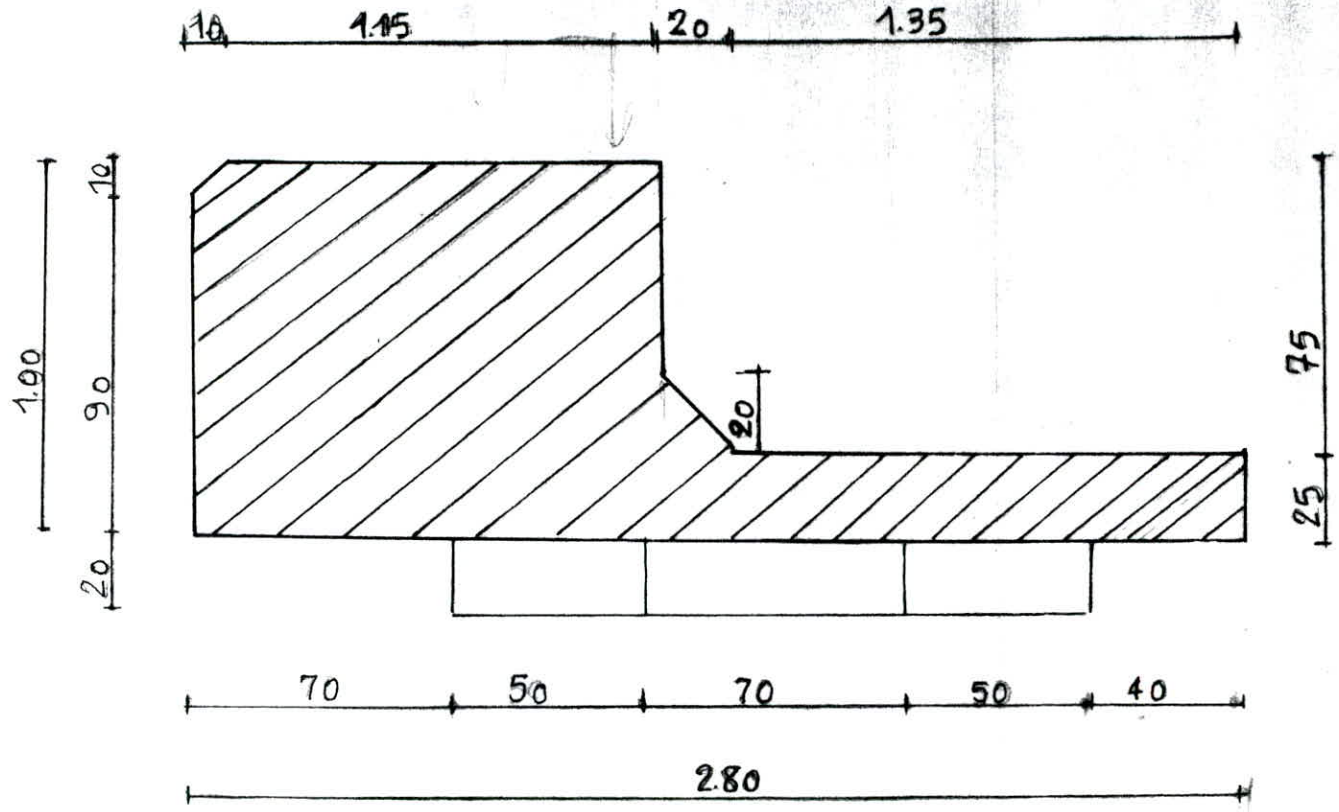
$$F_V(t) = 79.626 \text{ t} ; F_H(t) = 29.032 \text{ t}$$

$$\frac{F_V}{F_H} \tan 40^\circ = \frac{79.626}{29.032} \tan 40^\circ = 2.301 > 1.5 \text{ OK}$$

- POUTRE DE COURONNEMENT -

- 4,00

ECH = 1/200

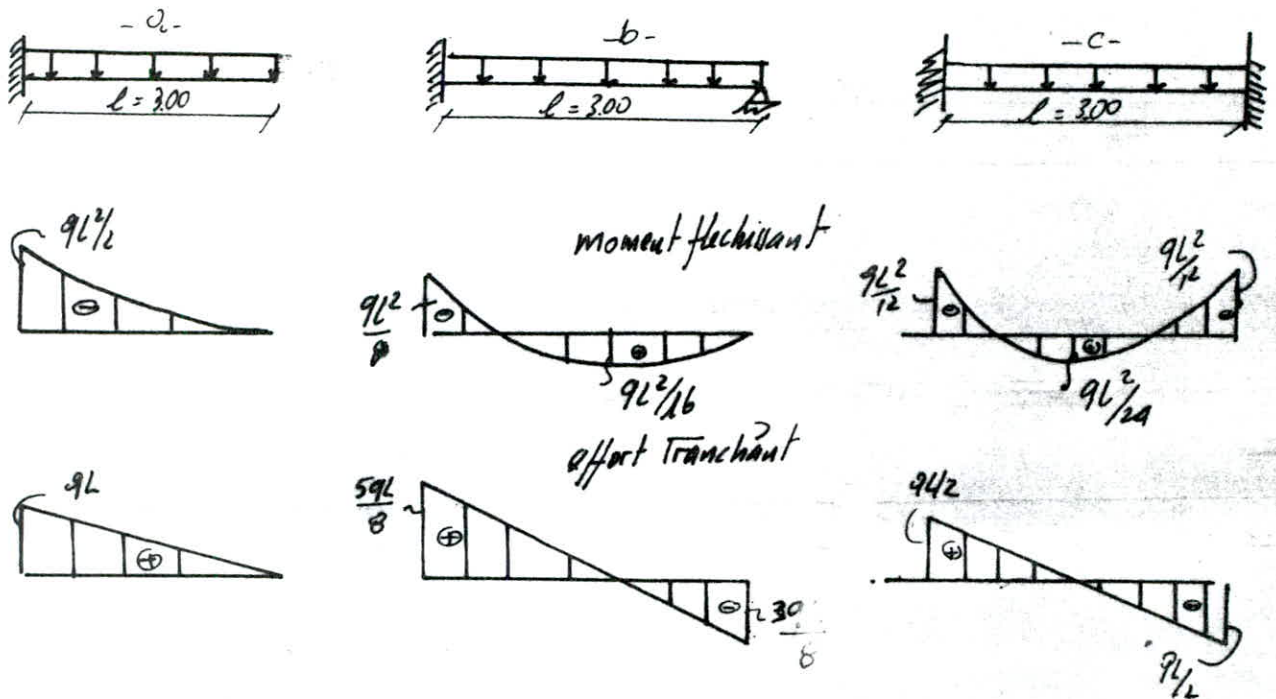


ff

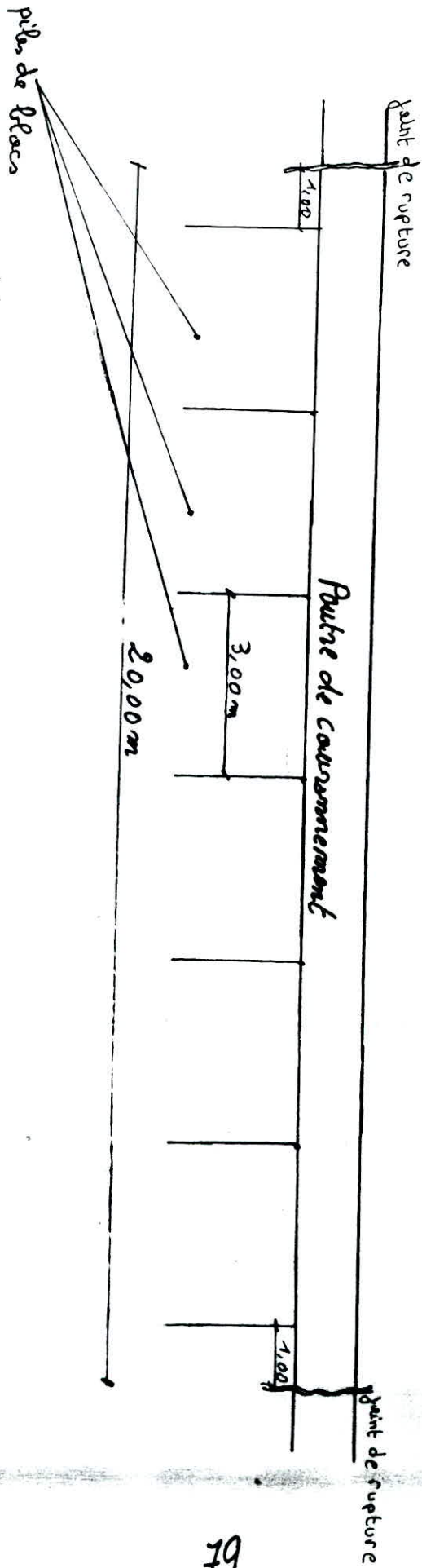
M. Laphy

5.3.8 Ferraillage de la poutre de couronnement

La poutre de couronnement est un élément en béton armé coulé sur place, permettant, ainsi la liaison de l'ensemble de blocs et la fixation des organes d'arrimage et de défense, sous l'effet d'un chargement vertical. La poutre de couronnement est ^{et ferraillée} selon les différents cas de tassements des blocs qui peuvent se présenter.



Le cas le plus défavorable étant le cas a //
 La section qui reprend les charges verticales est $S = 1.00 \times 1.25 \text{ m} \times \text{m}$
 Calcul de la charge q : Comme notre ouvrage est construit en milieu marin \Rightarrow ferraillage très préjudiciable le calcul se fait à l'E.L.S (état limite de service)



Ech. 1/100

Combinaison des actions.

$$q = G + P$$

$$G = 2.9 \times 1.25 \times 1.00 = 3.6 \text{ k/m}^2$$

$$P = 1.5 \text{ k/m}^2$$

$$q_f = 4.5 \text{ k/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser \max} = q l^2 / 2 = 4.5 \times 9 / 2 = 20.25 \text{ tm} \\ T_{\max} = q l = 13.5 \text{ t.} \end{array} \right.$$

calcul du moment résistant limite

$$M_{rb} = \bar{\alpha} b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

Le pivot limite

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

caractéristiques du béton et acier

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e; 1100) = 1100$$

$$\bar{\alpha} = 0.561$$

$$M_{rb} = 346.345 \text{ tm}$$

$$M_{ser} = 20.25 \text{ tm} < M_{rb} = 346.345 \text{ tm} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } A'_s = 0$$

le pivot

$$\rho = \frac{30 \times 20.25}{1100 \times 1.25 \times 0.9^2} = 0.03409$$

$$\alpha^{3/2} - \alpha^2 - 0.03409 \alpha + 0.03409 = 0$$

$$\alpha = 0.291$$

bras de levier : $z_b = (1 - \alpha/3) d = (1 - \frac{0.2911}{3}) 0.9 = 0.8127 \text{ m}$

$$A_s = M_{ser} / z_b \bar{\sigma}_s$$

$$A_s = 0.0019157 \text{ m}^2$$

ou prendre

$$A_s = 10 \text{ HA } 14$$

verification à l'effort tranchant

$$T_{max} = 13.1 \text{ t}$$

calcul de la contrainte tangentielle $\bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \frac{T_{max}}{A_0}$$

$$\bar{\tau} = 7/8 H = 0.785 \text{ m}$$

$$\bar{\tau} = \frac{13.5}{0.785 \times 1.25} = 13.74 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\tau} = \min(0.12/28; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.1374 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

donc on utilise des armatures d'axes droits

calcul de l'espacement initial

$$\frac{A_e}{s_0 b_0} \leq \frac{(\bar{\tau}_u - 0.5k)}{0.9 k \tau_u}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.1217 \text{ MPa}; k=1 \Rightarrow \bar{\tau}_t < 0.$$

donc on prend $s_0 = 9 \text{ cm}$.

fermeture de la section qui reprend les charges horizontales.

on dispose un bollard tout les 10m.

la section à prendre en compte

est: $2.80 \times 0.25 \text{ m}$

l'effort maximal

$$M_{max} = -18.75 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 7.5 \text{ t}$$

Armature longitudinale (calcul à l'ECS)

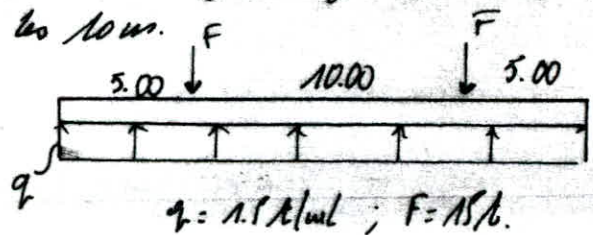
$$\text{moment résistant } M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}}{2} (1 - \bar{\alpha}/3) b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

$$d = 2.70; d' = 0.1, \bar{\alpha} = 0.561$$

$$M_{rb} = 623.422 \text{ t.m}$$

$$M_{cr} = 18.75 \text{ t.m} < M_{rb} = 623.422 \text{ t.m} \Rightarrow A_s = 0, \bar{\sigma}_{bc} > \bar{\sigma}_{bc}$$

calcul du pivot α ;



SCHEMA MECANIQUE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT SOUMISE AUX EFFORTS D'ACCOSTAGE

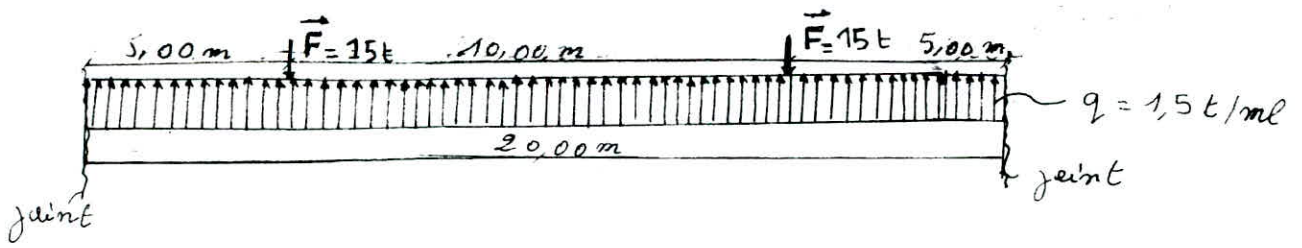


Diagramme de M (t.m.)

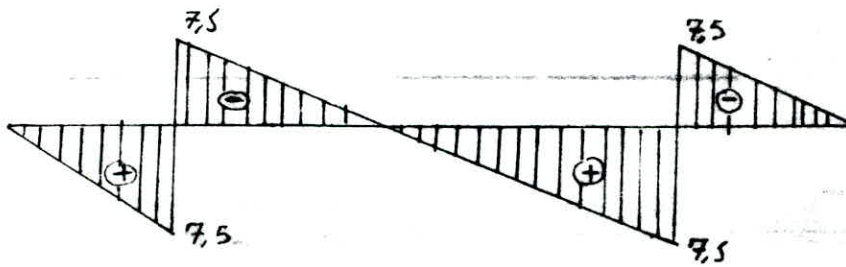


Diagramme de T (t.)

$$\rho = \frac{17 \times 30}{\sigma_s b d^2} \rightarrow \rho = 0.1278.$$

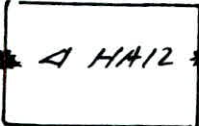
$$\alpha \frac{3}{3} - \alpha^2 - 0.1278 \alpha + 0.1278 = 0$$

$$\alpha = 0.315 \rightarrow \text{pivot } a \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

$$y = \alpha d = 0.315 \left(2.35 - \frac{2.35^2}{10} \right) = 0.85 \text{ m}$$

$$z_s = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = d - \frac{y}{3} = 2.465 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\rho_b \sigma_s z_s} = \frac{18.75}{0.2465 \times 17600} = 4.49 \text{ cm}^2$$

on choisit  1 HA12 *

verification à l'effort tranchant

$$T_{max} = 7.5 \text{ t}$$

$$\bar{\tau} = \frac{T_{max}}{\rho b} = \frac{7.5}{\frac{7}{8} \times 2.30} = 12.245 \text{ t/m}^2$$

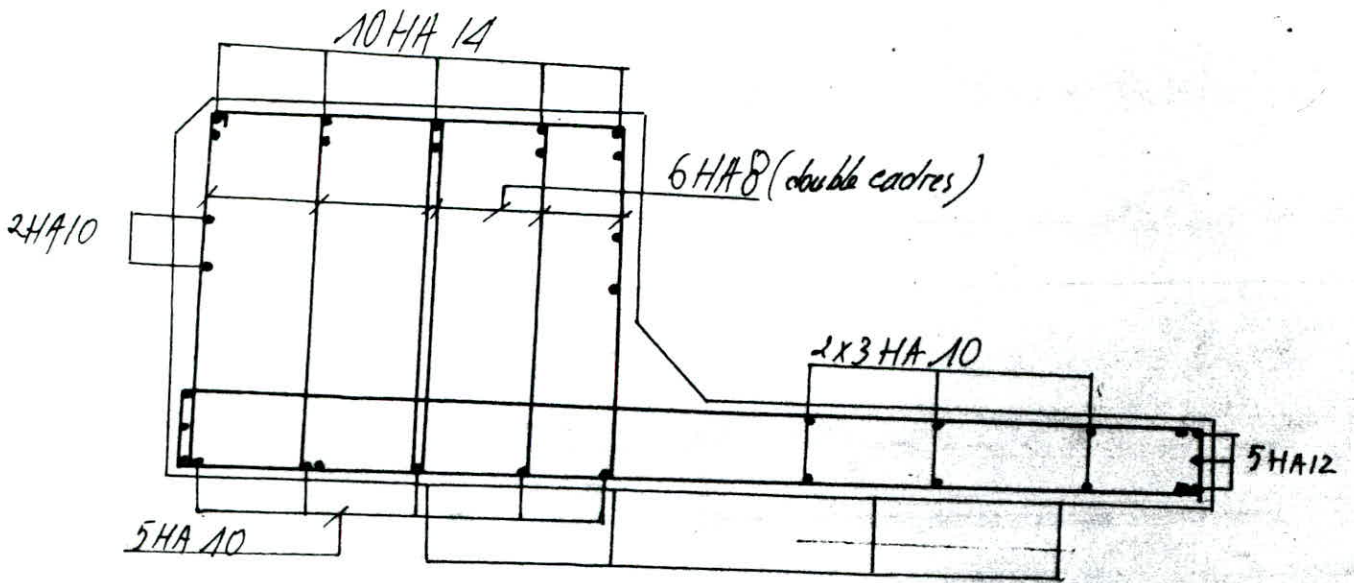
$$\bar{\tau} = 12.245 \text{ t/m}^2 < \bar{\tau} = 325 \text{ t/m}^2 \quad \underline{ok}$$

calcul de l'épauement initial

$$\frac{A_t}{b_s h_{t0}} \leq \frac{t_{u,0.5k}}{0.9 f_{ct}} ; \quad k=1 \text{ fs}$$

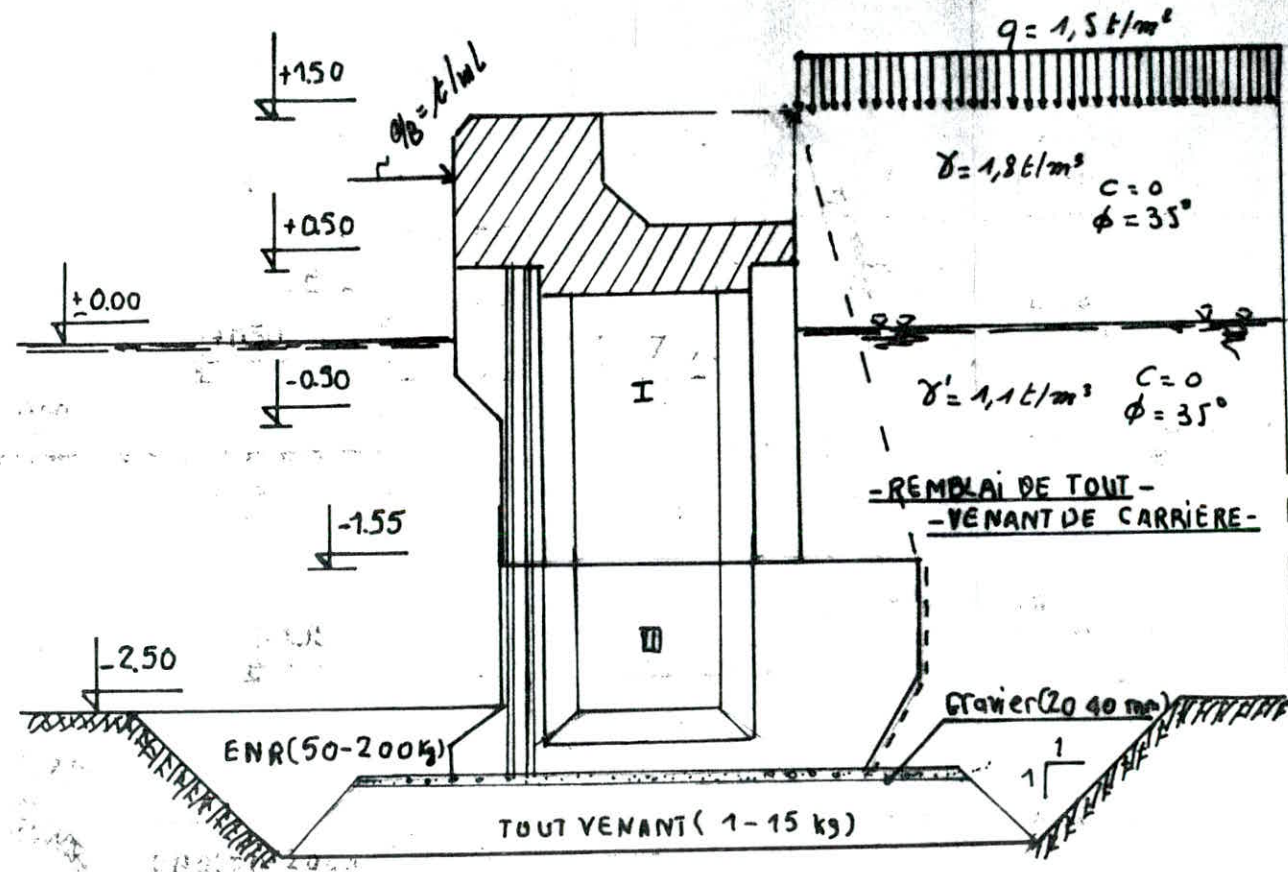
$$\Rightarrow s_{t0} < 0 \rightarrow \text{on choisit } s_{t0} = 9 \text{ cm}$$

Ferrailage de la poutre
De couronnement
Quai - 4.00 m



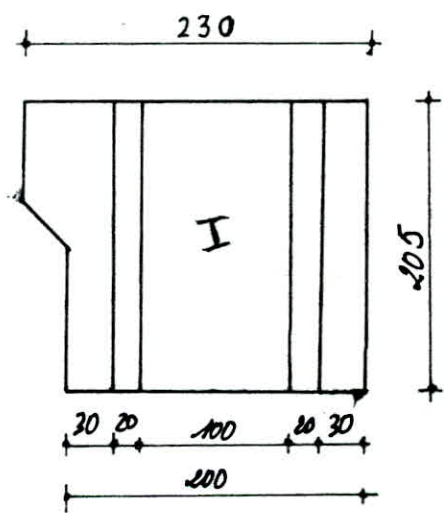
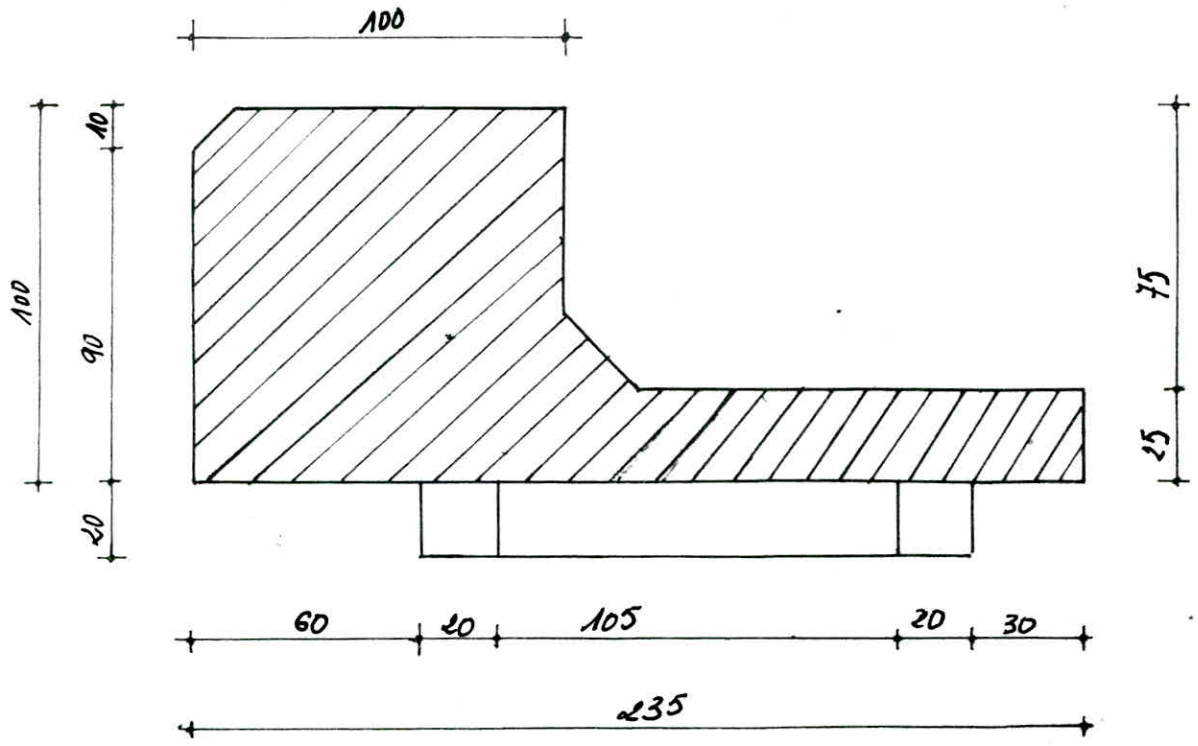
- QUAI à -2.50 (PETITS METIERS) -

ECH=1/50

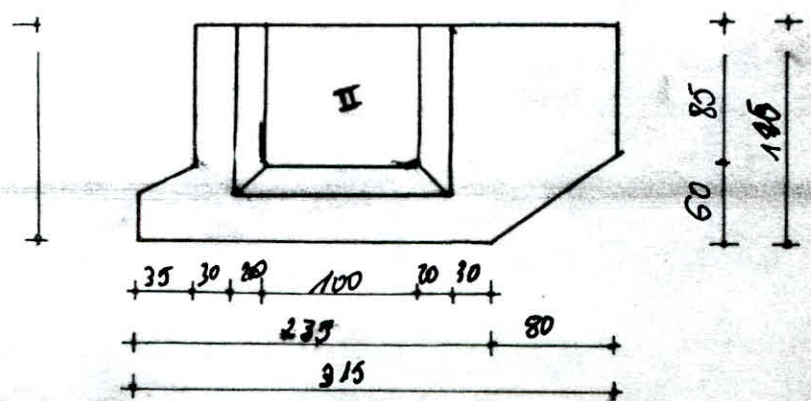


86

POUTRE DE COURONNEMENT



- BLOC TYPE I -



- BLOC TYPE II -

87

2.4 IVUK de ...
 5.4.1 Détermination du poids propre.
 * Bloc I

Bloc	Volume en m ³	γ t/m ³	pd t	x m	γ_x t/m
I	$0.5 \times (2 \times 1.8 - 2 \times \frac{1.4}{2} \times 0.6) = -1.38-$	2.4	3.312	+1	3.312
II	$0.15(2 \times 1.8 - 2(\frac{1.4 \times 0.6}{2})) = -0.914-$	1.4	0.98	+1	0.58
III	$0.35 \times 2.5 \times \frac{0.3}{2} = -0.107-$	1.4	0.15	-0.116	-0.0149
IV	$1.4(2 \times 1.8 - 2(\frac{1.4 \times 0.6}{2})) = -3.884-$	1.4	5.4096	+1	5.4096
V	$0.35 \times 1.80 \times 0.5 = -0.315-$	2.4	0.756	-0.175	-0.182
VI	$0.35 \times 1.8 \times \frac{0.3}{2} = -0.0945-$	1.4	0.132	-1.175	-0.0231
Σ	beton	~	10.34	0.882	9.1235
I'	$2 \times (1.4 \times 0.6 \times 0.5) / 2 = -0.42-$	1.8	0.756	+1	0.756
II'	$2 \times (1.4 \times 0.6 \times 1.4) / 2 = -1.176-$	1.1	1.2936	+1	1.2936
	remblai	~	2.044	1	2.044
	remblai + beton (BI)	~	12.384	0.9015	11.17

* BLOC II

Bloc	Volume en m ³	γ t/m ³	pd t	x m	γ_x t/m
I	$0.8 \times 1.8 \times 0.85 = -1.224-$	1.4	1.716	2.4	4.1126
II	$0.3 \times 1.8 \times 1.45 = -0.783-$	1.4	1.0962	1.75	2.0279
III	$0.8 \times 0.6 \times 1.8 / 2 = -0.432-$	1.4	0.6048	2.26	1.3608
IV	$1.4 \times 0.3 \times 1.8 = -0.756-$	1.4	1.0584	1	1.0584
V	$1.00 \times 0.6 \times 1.15 = -0.69-$	1.4	0.966	1	0.966
VI	$0.3 \times 1.45 \times 1.8 = -0.783-$	1.4	1.0962	0.15	0.1604
VII	$0.35 \times \frac{0.2}{2} \times 1.8 = -0.0945-$	1.4	0.1323	-0.116	-0.0114
VIII	$0.35 \times 0.3 \times 1.8 = -0.189-$	1.4	0.2646	-0.175	-0.046
Σ	beton	~	6.9311	1.789	9.632
remblai	$1.1(1 + 2 \times 1.4 \times 0.6 / 2) = -0.966-$	1.1	1.0626	1	1.0626
	remblai + beton Bloc II	~	7.9937	1.337	10.694

* Poutre de couronnement

Bloc	Volume en m ³	γ t/m ³	pd t	x m	Γ tm
I	$0.25 \times 1.35 \times 1.8 = -0.6075$	2.4	1.458	1.325	1.9363
II	$1.00 \times 0.65 \times 1.8 = -1.17$	2.4	2.908	0.325	0.936
III	$0.35 \times 1.00 \times 1.8 = -0.63$	2.4	1.512	-0.175	-0.264
Σ	beton	~	5.778	0.451	2.6077
Remblai	$0.25 \times 1.8 \times 1.35 = -1.825$	1.8	3.2805	1.325	4.3466
	remblai + beton	~	9.0586	0.7677	6.9543

* Zone délimitée par le remblai

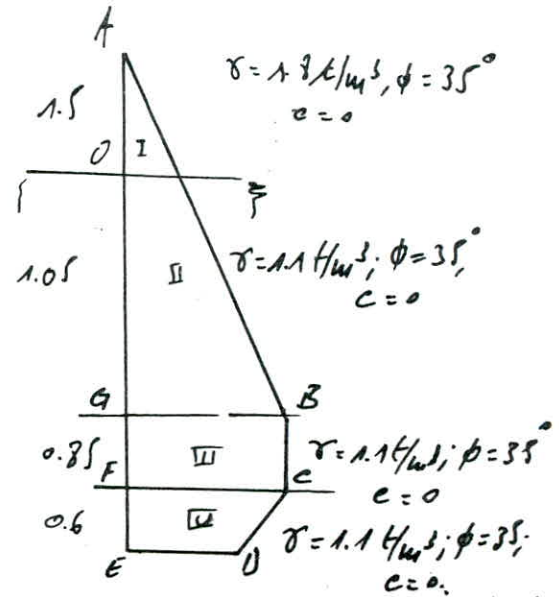
Bloc	Volume m ³	γ t/m ³	pd t	x m	Γ tm
I	$0.393 \times 1.8 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = -0.5305$	1.8	1.141	2.156	2.462
II	$(0.8 \times 0.393) / \frac{1.55}{2} \times 1.7 = -1.6642$	1.1	1.32	2.3098	3.048
Σ	Remblai	~	2.462	2.238	5.51

* Tableau récapitulatif

	beton + remblai	pd t	γ	x m	Γ tm
	BLOC I	12.389	—	0.4015	11.17
	BLOC II	7.9937	~	1.337	10.694
	Poutre de couronnement	9.0586	—	0.7677	6.9543
	zone délimitée par le remblai	2.7855	~	2.2484	6.2631
	<u>total</u>	32.2268		1.0931	35.0814

Note: voir les coupes.

5.4.2 calcul de la poussée statique



caractéristiques géométriques:

couche	niveau, m	pds t/m ³	angle de frottement mur-sol α _i	angle de frottement sol-sol φ	angle de friction α _i du mur
1	+1.50 à 0	1.8	φ ₁ = 24°	φ = 35°	19.7°
2	0 à -1.55	1.1	φ ₁ = 24°	φ = 35°	19.7°
3	-1.55 à -2.40	1.1	φ ₁ = 24°	φ = 35°	0°
4	-2.40 à -3.00	1.1	φ ₁ = 24°	φ = 35°	-53.13°

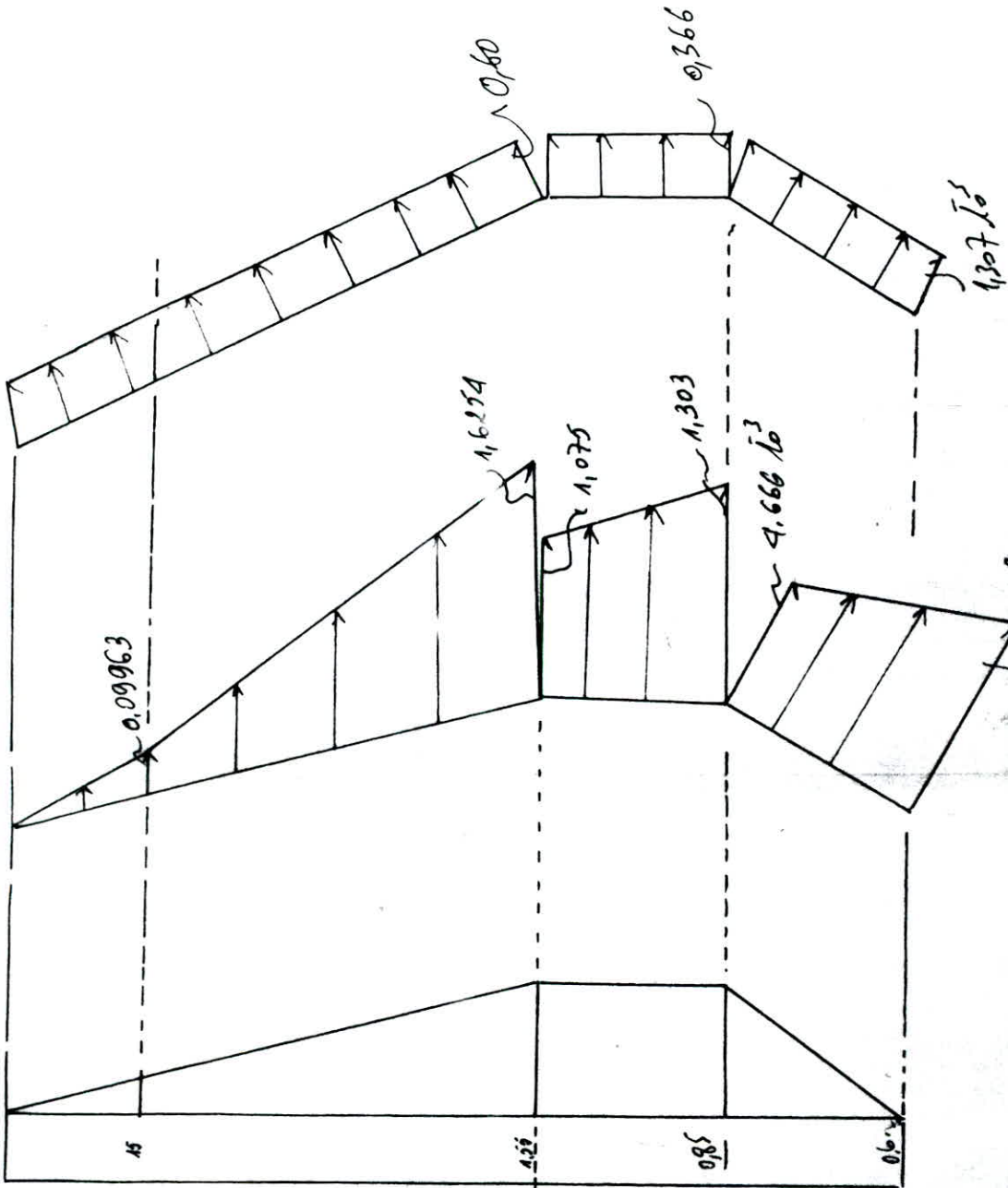
Coefficient de poussée

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha_i)}{\cos \alpha_i \cos(\alpha_i + \phi)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \beta) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha_i + \phi) \cos(\delta - \alpha_i)}} \right] \quad \text{si } \delta = 0$$

K _{ai}	niveau	poussée des terres		poussée surcharge	
		σ _v t/m ²	σ _H = K _a σ _v t/m ²	σ _v t/m ²	σ _H = qK _a
0.369	+1.5 m à 0	2.7	0.9963	1.5	0.5535
0.369	0, à -1.55	4.905	1.6254	1.5	0.5535
0.244	1.55 à 2.40	5.839	1.075 1.303	1.5	0.366
8.738 10 ⁻⁴	2.4 à 3.00	5.994	4.66 10 ⁻³ 5.245 10 ⁻³	1.5	1.3107 10 ⁻³

Tableau recapitulatif

Sollier		Fv	X	Y	q	q ²	
G	BLOCI	389	0.4015	1.37			
	BLOCI II	9.086	0.7577	6.9193			
	Pointe de contournement	2.785	2.2489	6.2634			
	zone delimitée par le ramblai	0.941	2.262	1.9023			
	FAN	2.2866	2.1648	6.1235			
	FAN	0.7400	2.800	2.072			
	FAN	-2.6915	2.400	-6.2326			
	FAN				1.05	3.50	3.675
	FAN				2.869	1.915	7.989
	FAN				1.6619	0.957	1.904
	FAN				9.674	0.300	1.9025
	FAN						
	FAN						
P	Pousser duée aux surcharges	1.8996	2.400	4.8994			
	PAN	0.227	2.800	0.6066			
	PAN	-6.3176	2.400	-1.6115			
	PAN				2.370	2.945	7.067
	PAN				0.514	1.025	0.5337
	PAN				1.255	0.300	0.765
B	Bollard (B)				1.9	4.00	7.2
Combinaison G + 1.5xP + B		40.106	~	52,962	11.7035	~	29.313



σ_H : dues au poussées du surcharge

σ_H : dues au poussées des terres (t/m²)

Securite' au renversement

$$\frac{M_{st}}{M_{reu}} = \frac{52.960}{29.313} = 1.806 > 1.5 \quad \text{ok}$$

Securite' au glissement

La loi de Coulomb annonce qu'il y a adhesion entre la base de la fondation et le sol de frottement, l'angle de frottement est egal a $\phi_2 = 40^\circ$

$$\frac{R_v}{R_H} \tan \phi_2 \geq \bar{F}_g = 1.5$$

$$\frac{40.106}{11.7055} \tan 40^\circ = 2.874 > \bar{F}_s = 1.5 \quad \text{ok}$$

Securite' au poinçonnement

$$M_{ms} = 52.96 - 29.313 = 23.647 \text{ tm}$$

$$B = 2.35 \text{ m}; \quad B/2 = 1.175 \text{ m}; \quad d = \frac{M_{ms}}{F_v} = \frac{23.647}{40.106} = 0.589 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 1.175 - 0.589 = 0.586 \text{ m} < B/6$$

La base de la fondation est sollicitee en flexion composee

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} (1 - 6e/B) = 3.76 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} (1 + 6e/B) = 15.194 \text{ t/m}^2$$

Portance du sol

L'expression de q_0 selon Hansen

$$q_0 = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma \epsilon_\gamma \epsilon_{\gamma i} + \gamma N_q \epsilon_q \epsilon_{q i}$$

AN: $\phi = 40^\circ$; $B' = B - 2e = 1.878 \text{ m}$

$$N_q = 64.2; \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 79.75 \text{ (selon Meyer Hoof)}$$

$$\epsilon_q = \epsilon_\gamma^{2/3} = 1;$$

$$\epsilon_{q i} = 0.92; \quad \epsilon_{\gamma i} = 0.56$$

$$q = \frac{F_v}{B' L} = \frac{40.106}{1.878 \times 1.8} = 11.864 \text{ t/m}^2$$

$$q_0 = 0.5 \times 1.1 \times 1.878 \times 79.75 \times 0.92 + 1.1 \times 0.6 \times 64.2 \times 1.1 \times 0.56$$

$$q_0 = 58.238 \text{ t/m}^2$$

$$F = \frac{q_0}{q} = \frac{58.238}{11.864} = 4.91 > 3 \quad \text{ok}$$

5.4.4 Calcul sismique

zone II : moyenne sismicité

$$k = \frac{k_h}{1 - k_v} ; k_v \approx 0 \rightarrow k = k_h$$

$$d = 0.1$$

$$\beta = 0.8 \text{ (Gravier } e < 5m)$$

$$\gamma = 1.0 \text{ catégorie B}$$

$$k = 0.1 \times 0.8 \times 1.0 = 0.08 ; 0.08 < k < 0.1 \rightarrow k = 0.1$$

L'angle d'inclinaison de l'ensemble % au vertical θ :

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$\theta = \arctg 0.1 = 5.7^\circ$$

coefficient de poussée k_{aie}

$$k_{aie} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha_i - \theta)}{(\cos^2 \alpha_i \cos(\alpha_i + \theta + \phi)) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \alpha_i) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\alpha_i + \theta + \phi)}} \right]^2}$$

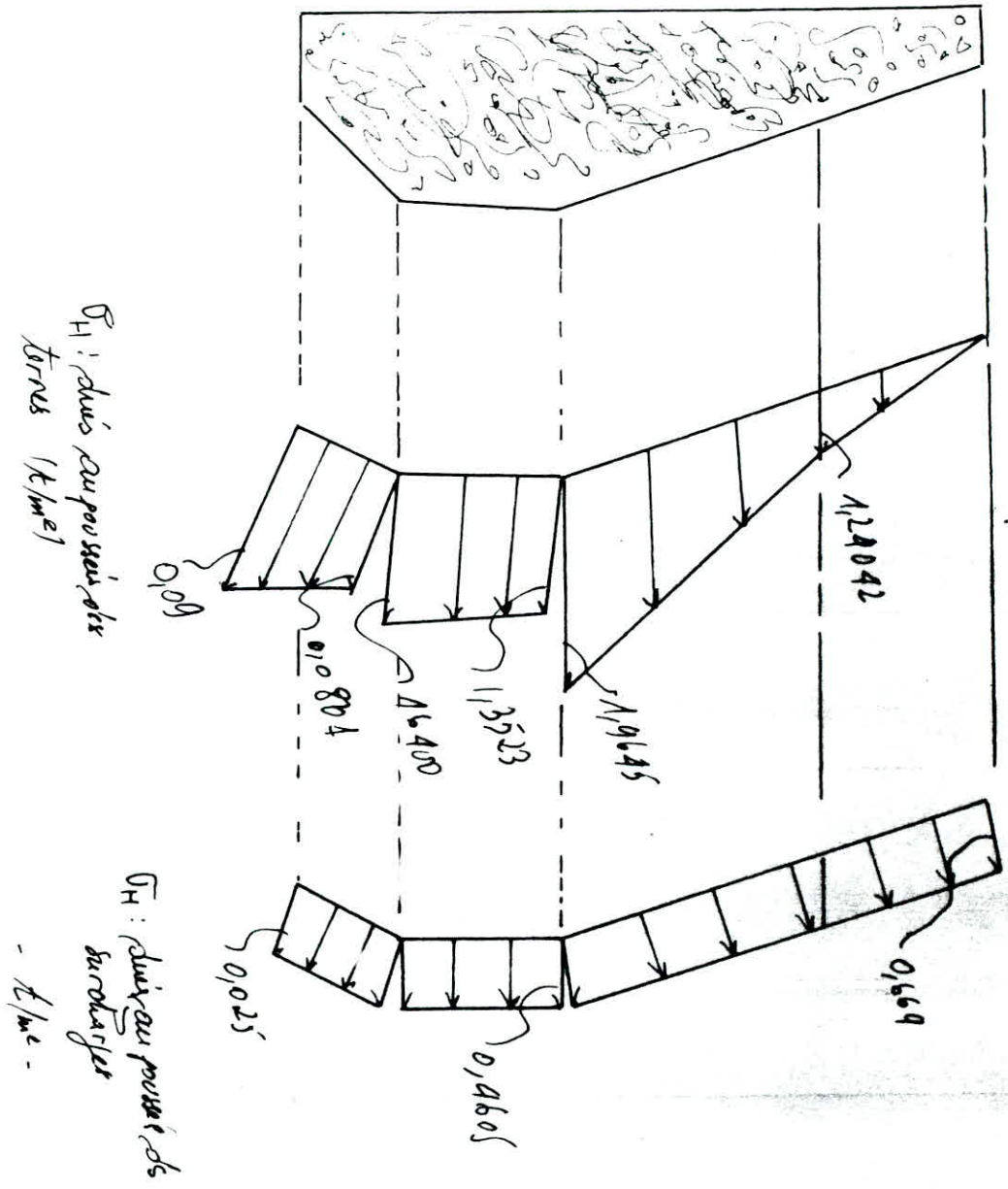
Tableau r sumatif donnant les contraintes:

k_{aie}	niveau m	poussé au poids propre de terre		dues au surcharge	
		Γ_v t/m^2	Γ_H t/m^2	Γ_v t/m^2	Γ_H t/m^2
0.446	+1.5 a 0	2.7	1.2042	1.5	0.669
0.446	0 a -1.55	2.405	1.9645	1.5	0.669
0.307	-1.55 a -2.40	5.39	sommet 1.3523 base 1.64	1.5	0.4605
0.015	-2.40 a -3	6.00	sommet 0.0801 base 0.09	1.5	0.0225

		F_v t	X m	L_{m1} m	F_H t	y m	η_{max} t/m	
G	Bloc I	12.389	0.9045	11.17				
	Bloc II	7.9937	1.737	10.699				
	Poutre de couronnement	9.0586	0.7677	6.9543				
	zone delimitée par le ramblai	2.7855	2.2489	6.2821				
	F _{11V}	0.9229	2.626	2.5662				
	F _{22V}	2.5346	2.678	6.7753				
	F _{33V}	0.8626	2.800	2.408				
	F _{44V}	-0.0405	2.400	-0.0972	1.336	3.500	4.6676	
	F _{11H}				3.629	1.911	6.95	
	F _{22H}				2.128	0.957	2.0386	
	F _{33H}				0.0924	0.300	0.02472	
	F _{44H}							
	P	Poussée sismique due au surcharge						
		P _{1V}	2.296	2.400	5.496			
P _{2V}		0.288	2.800	0.8864				
P _{3V}		-0.0119	2.400	-0.0269	2.929	2.975	8.5204	
P _{1H}					0.653	1.025	0.6700	
P _{2H}					0.0242	0.300	0.00726	
B	Bollard				1.8	4.00	7.200	
	Poutre l'hydrodynamique				1.610	1.20	1.930	
Combinaison G+P+B+S								

95

Etat dynamique Diagrammes des Contraintes Horizontales - Quers - 250 m



5.4.5 calcul de la stabilité
securité au renversement

$$M_{rev} = 30.072 + 1.930 = 32.008$$

$$\frac{M_{st}}{M_{rev}} = \frac{53.00}{32.008} = 1.693 > 1.5 \quad \text{OK}$$

securité vis à vis du glissement

$$\frac{R_v}{R_H} \tan \phi_2 \geq \bar{f}_g = 1.5$$

$$\frac{39.0812}{14.13} \tan 40^\circ = 2.32 > 1.5 \quad \text{OK}$$

securité au poinçonnement

La réduction des forces à la base a donné les résultats suivants

$$F_v = 39.0812 \text{ t}$$

$$F_H = 14.13 \text{ t}$$

$$M_{st} = 53.00 \text{ tm}$$

$$M_{rev} = 32.008 \text{ tm}$$

$$d = \frac{M_v}{F_v} = \frac{53 - 32.008}{39.0812} = 0.535 \text{ m}$$

L'excentricité : $e = B/2 - d = 1.175 - 0.535 - 0.35 = 0.30 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.392 \text{ m}$

les contraintes

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\min} &= \frac{F_v}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 2.162 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\max} &= \frac{F_v}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 16.315 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \right\}$$

La portance du sol

$$q_0 = 1/2 \gamma' B' N_f \xi_f \xi_c + \gamma N_q \xi_q \xi_c$$

$$\xi_{fc} = 0.259 ; \xi_{qc} = 0.407$$

$$N_f = 79.55, \quad N_q = 69.2$$

$$B' = B - 2e = 1.75 \text{ m}$$

$$q_0 = 0.5 \times 1.1 \times 1.75 \times 79.55 \times 0.259 + 0.407 \times 0.6 \times 1.1 \times 69.2$$

$$q_0 = 26.92 \text{ t/m}^2$$

$$q = \frac{F_v}{B'L} = \frac{39.0812}{1.75 \times 1.8} = 12.700 \text{ t/m}^2$$

$$F_s = \frac{q_0}{q} = \frac{26.92}{12.700} = 2.12 > 1.5 \quad \text{OK}$$

5.4.6 Stabilité partielle (stabilité au glissement entre blocs)

On suppose qu'il y a adhérence entre blocs, La condition de stabilité exige que

$$\frac{F_V}{F_H} \tan \phi > \bar{F}_g$$

Quai à -2.50 m

1. Stabilité des éléments : poutre de couronnement + Bloc I

* Combinaison : G + 1.5 P + B

Cas statique

$$F_V = 30.209 \text{ t} \quad ; \quad F_H = 9.416 \text{ t}$$

$$\frac{F_V}{F_H} \tan 40^\circ = \frac{30.209}{9.416} \tan 40^\circ = 2.69 > 1.5 \text{ OK}$$

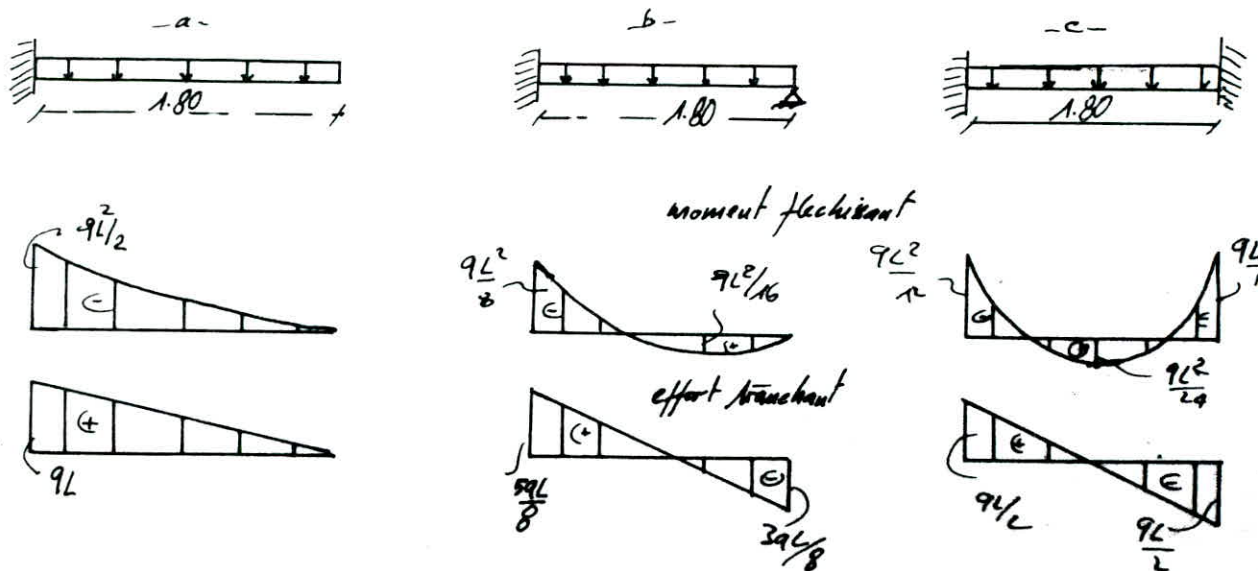
* Combinaison : G + P + B + Pw

Cas dynamique

$$\frac{F_V}{F_H} \tan 40^\circ = \frac{30}{10.371} \tan 40^\circ = 2.400 > 1.5 \text{ OK}$$

Quai - 2.50m

5.4.7 Ferrailage de la poutre de couronnement



Le cas le plus défavorable est le cas a

La section qui reprend les charges verticales est $8 = 1.00 \times 1.00$ m²

calcul de la charge q . (combinaison $q = G + P$)

$$q = 2.4 \times 1.00 \times 1.00 + 1.5 = 3.9 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} M_{\max} = qL^2/2 = 3.9 \times 1.8^2/2 = 6.318 \text{ tm} \\ T_{\max} = qL = 3.9 \times 1.8 = 7.02 \text{ t} \end{cases}$$

calcul du moment résistant limite

$$M_{rb} = \bar{\sigma} b d^2 \bar{\sigma}_{bc} (1 - \bar{\sigma}/3)$$

$$\bar{\sigma} = 0.561 ; b = 1.00 ; d' = 0.1 ; d = 0.9$$

$$M_{rb} = 283.89 \text{ tm}$$

$$M_{ser} = 6.318 \text{ tm} < M_{rb} = 283.89 \text{ tm} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow A_s' = 0$$

calcul du point α ;

$$\rho = \frac{30 \times 6.318}{1700 \times 1.00 \times 0.9} = 0.01329$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.115$$

$$\alpha^2/3 + \alpha^2 - \alpha \times 0.01329 + 0.01329 = 0$$

$$z_b = 0.9 \left(1 - \frac{0.115}{3} \right) = 0.8651 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{z_b \sigma_s} = \frac{6.318}{0.8651 \times 1700} = 4.147/10^{-4} \text{ m}^2$$

on choisit

4 HA12

verification à l'effort tranchant

$$T_{max} = 5.99 \times 1.8 = 9.82 \text{ t}$$

$$\bar{E}_b = \frac{9.82}{7/8 \times 1.00 \times 1.00} = 11.29 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{E}_b = \min(0.13 f_{t28} i 4) = 0.13 \times 21 = 3.25 \text{ t/m}^2$$

$$E_b = 11.29 \text{ t/m}^2 < \bar{E}_b = 3.25 \text{ t/m}^2$$

OK

calcul de l'espacement initial

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \leq \frac{E_u - 0.5k}{0.9 f_{su}}$$

$f_s \rightarrow k=1 \rightarrow s_t < 0 \rightarrow$ on choisit $s_t = 9 \text{ cm}$;

Ferraillage de la section qui reprend les charges horizontales.

on procède de la même façon que pour les ~~charges~~ $r=400$

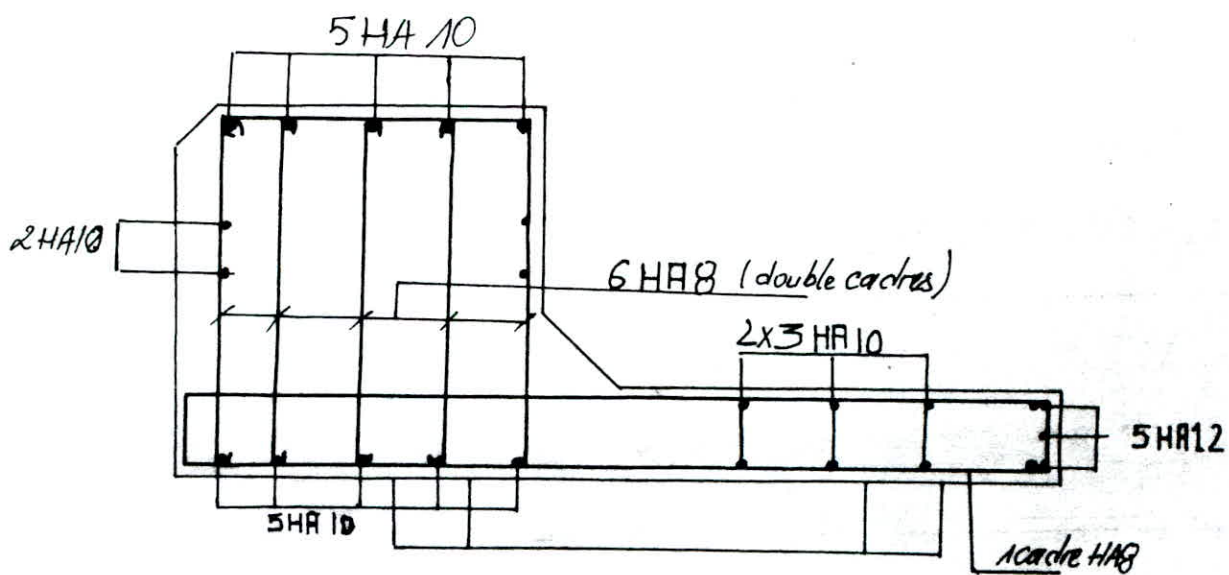
ou aboutit au même résultat.

Armature longitudinale $A_s = 4 \text{ HA12}$

espacement initial $s_t = 9 \text{ cm}$

verification à l'effort tranchant $E = 11.6 \text{ t/m}^2 < \bar{E} = 3.25 \text{ t/m}^2$

Ferraillage de La poutre
De couronnement
Guisi - 2.50m



- Appontement

Discription

L'élément appontement est un élément d'accrochage, composé de piles en béton armé sur lesquelles repose un tablier dont la longueur L est variable (elle devra être fixée dans ce présent rapport).

On dispose des joints de rupture afin de limiter les déformations verticales on dispose ces joints entre chaque trois travées.

Les piles sont constitués d'une semelle, de fût et d'un chapeau sur le quel reposent des poutres, et des préballes préfabriquées.

L'ensemble de ces éléments est lié à une dalle coulée sur place ayant une épaisseur $e = h_f = 30\text{cm}$.

On dispose comme appui d'extrémité du côté du remblai ^{une extré} qui est soumise aux efforts de soutènement et à la charge venant du tablier.

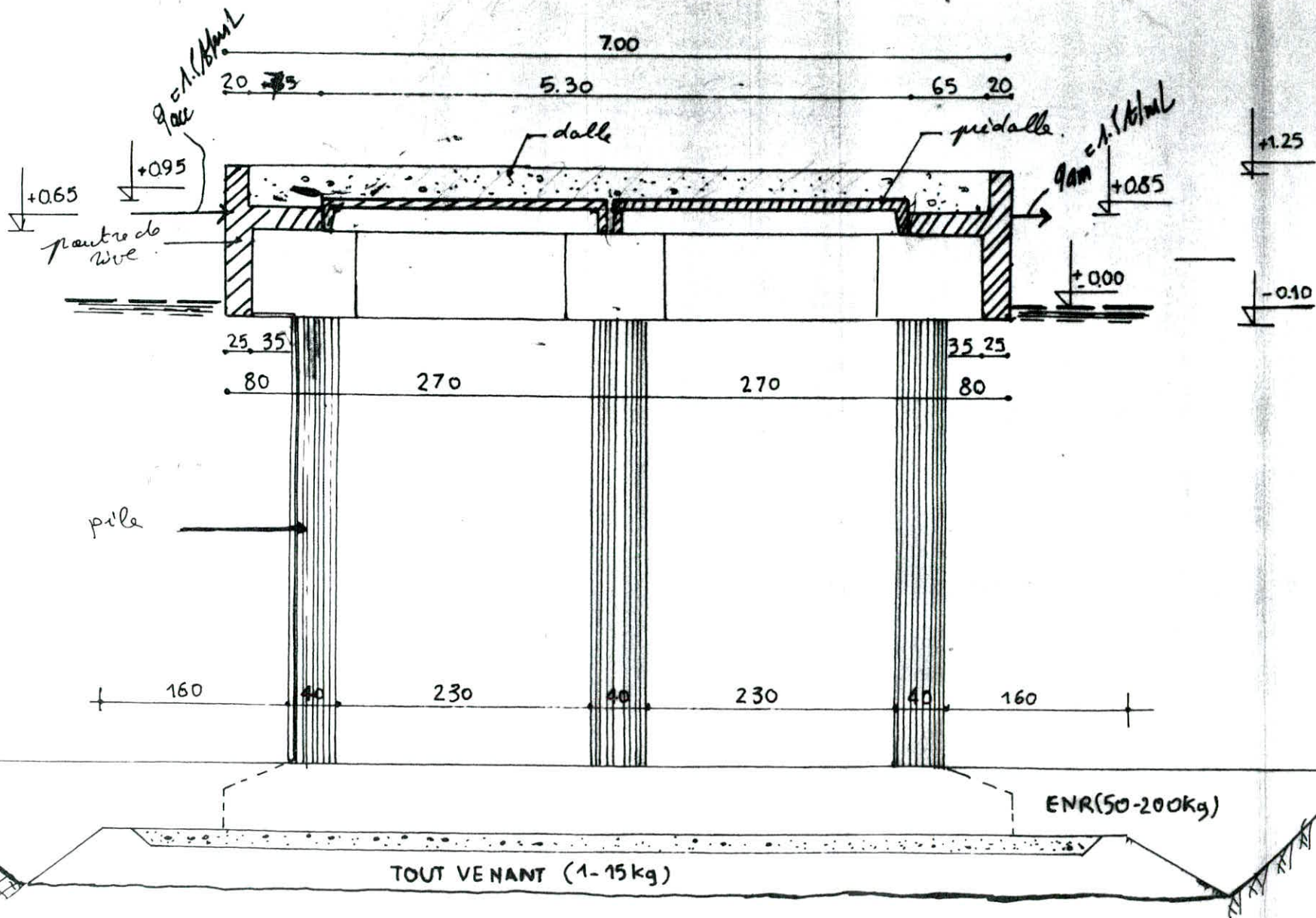
L'élément appontement se présente comme suit:

Appontement - 4.00	distance entre axes des piliers	6.00m
	" " joints	18.00m
Appontement - 2.50	distance entre axes des piliers	5.00m
	" " joints	15.00m

Les charges à prendre en compte sont:

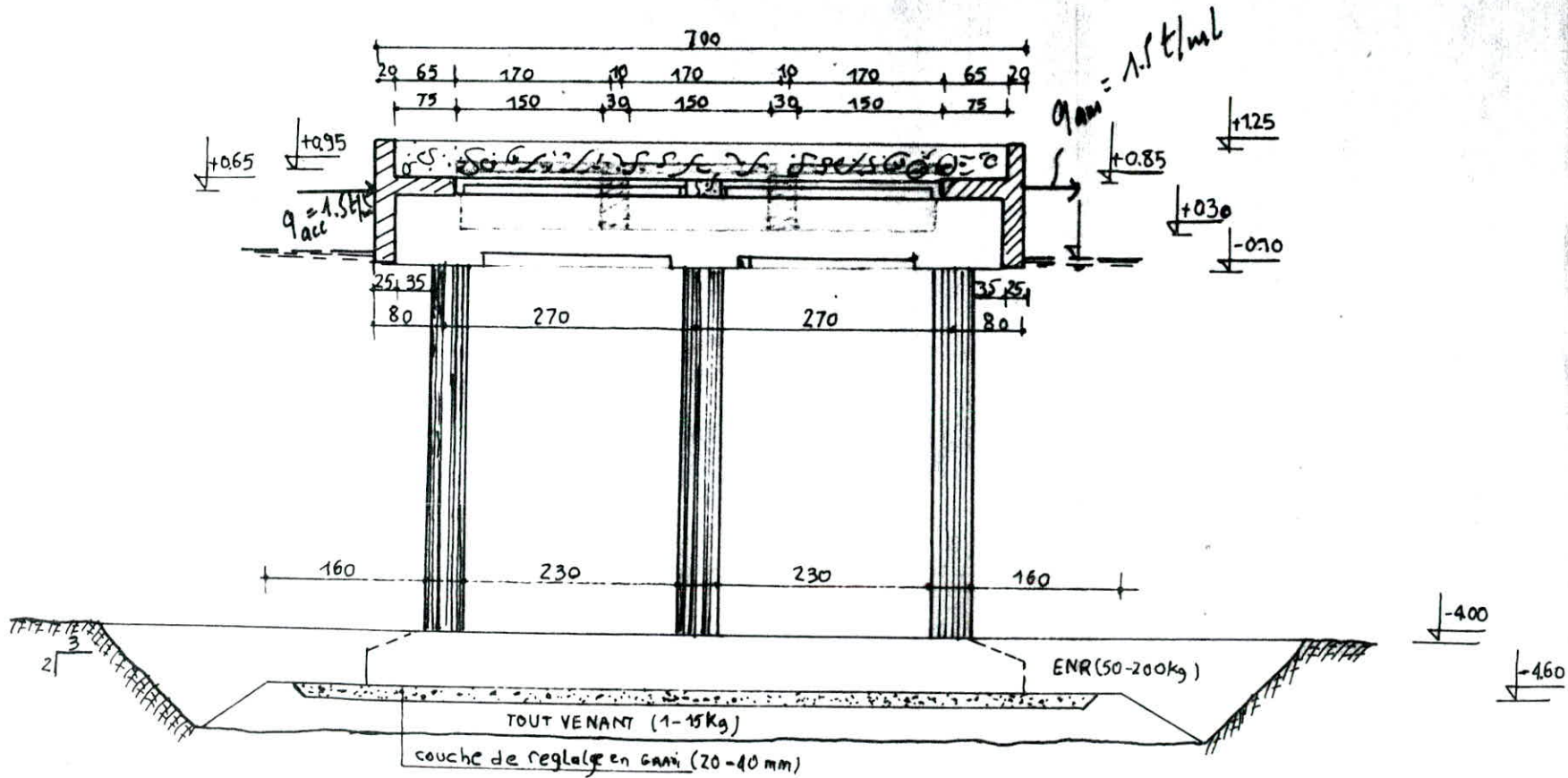
- * charge permanente représentée par le poids propre des éléments.
- * surcharge d'exploitation et estimée à 1.5t/m^2 .
- * charge horizontale représentée par les forces d'accrochage et d'amarage = 1.5t/m .

COUPE C.C



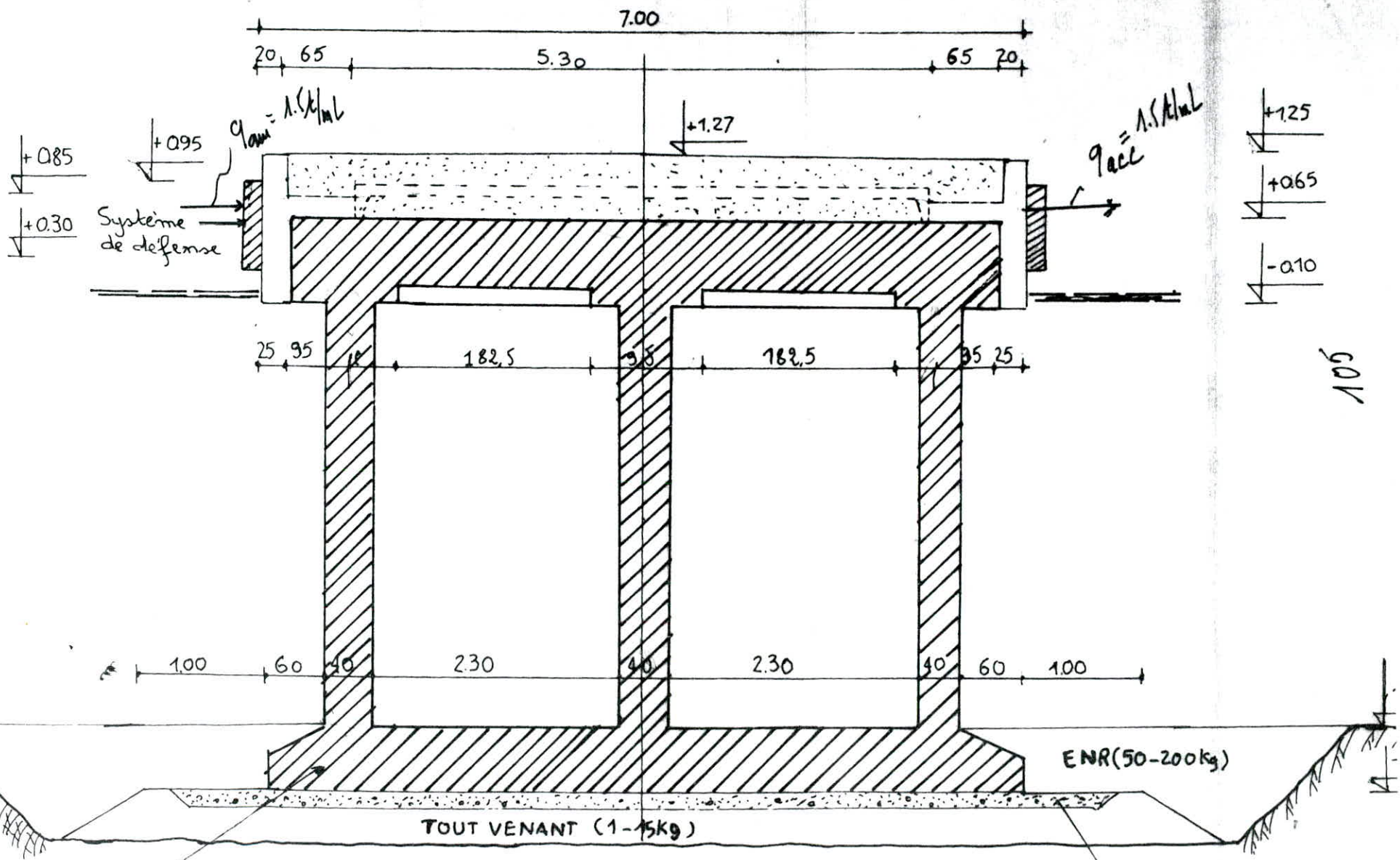
1/2

Appontement à -4.00: (chalutier/sardinier)



104

— COUPE B.B —



5.5 Note de calcul de l'appontement à - 4.00 m

5.5.1 Calcul à la stabilité

	Effort vertical [t]	bras de levier x [m]	Moment stabilisant [t.m]	Effort Horizontal [t]	bras de levier y [m]	Moment renversant [t.m]
Poids propre						
- dalle	30.38	3.5	106.33			
- Pré-dalle	7.6609	3.5	26.812			
- Pile	4.6774	3.5	16.371			
- Chevrete	8.472	3.5	29.652			
- Poutre de rive	12.6	3.5	44.10			
- Semelle	10.5	3.5	35			
G	74.2908	3.5	258.265			
Surcharge	63.	3.5	220.5			
Facc				9	5.95	53.555
Fam				9	1.95	53.555
Somme	0.19 ± 0.079	± 5.2003	± 18.200	7.42908		24.618
Combinaison des efforts	G + A + S + P + Acc	~	589.015	19	~	100.61
	G + A + A + P + S + S	~	460.565	20.57	~	135.228

* Combinaison $G + 1.5P + A_{acc} + A_{am}$

a - Securité au renversement

$$\frac{M_{st}}{M_{renv}} = \frac{589.015}{100.61} = 5.854 \quad ok$$

b - Securité au glissement

$$\frac{F_v}{F_H} \tan 40^\circ = \frac{168.79}{18} \tan 40^\circ = 7.868 \quad ok$$

c - Securité au poinçonnement

$$M_{roul} = 589.015 - 100.61 = 488.405 \text{ t.m}$$

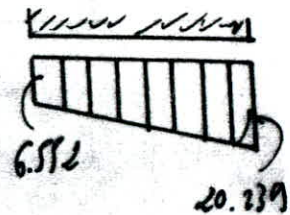
- excentricité $M_{res} = F_v d \Rightarrow d = \frac{488.405}{168.79} = 2.893 \text{ m}$
 $e = B/2 - d = 0.556 \text{ m}$

- contraintes $e = 0.556 \text{ m} < B/6 = 1.166$. donc F_v passe dans le tiers central

$$L = 1.8 \text{ m} \quad B = 7.00 \text{ m}$$

$$\sigma_{min} = \frac{168.79}{7 \times 1.8} \left(1 - \frac{6 \times 0.556}{7}\right) = 6.552 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{168.79}{7 \times 1.8} \left(1 + \frac{6 \times 0.556}{7}\right) = 20.239 \text{ t/m}^2$$



- calcul de la portance

$$B = 7.00 \text{ m} ; L = 1.8 \text{ m} ; B' = B - 2e = 5.808 \text{ m}$$

$$\begin{cases} Nq = e^{\pi \tan \phi_2} \gamma_2^2 (\pi/4 + \phi_2) \\ N\gamma = 1.8 (Nq - 1) \tan \phi_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nq = 64.20 \\ N\gamma = 95.45 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \xi_\gamma = (1 - 2B'/L) \\ \xi_q = \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \xi_\gamma = 0.36 \\ \xi_q = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \xi_{qi} = \left[1 - \frac{v_{H1}}{v_{H1} + c' L \tan \phi_2}\right]^2 \\ \xi_{\gamma i} = \left[1 - \frac{v_{H1}}{v_{H1} + c' L \tan \phi_2}\right]^3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \xi_{qi} = 0.798 \\ \xi_{\gamma i} = 0.713 \end{cases}$$

$$q_0 = 0.5 \times 1.1 \times 5.808 \times 95.45 \times 0.36 \times 0.713 + 0.798 \times 0.6 \times 1.1 \times 64.20$$

$$\ast q_0 = 112.076 \text{ t/m}^2 \ast$$

$$q = \frac{F_v}{B'L} = \frac{168.79}{5.808 \times 1.8} = 16.1453 \text{ t/m}^2$$

$$\ast q = 16.1453 \text{ t/m}^2 \ast$$

$$F = \frac{112.076}{16.1453} = 6.949 > 3$$

ok

F = 107

Combinaison $G + P + SI + A_{am} + A_{acc}$

a. Sécurité au renversement

$$\frac{\Sigma M_t}{\Sigma M_{rev}} = \frac{460.565}{135.228} = 3.405 \quad \text{OK}$$

b. Sécurité au glissement

$$\frac{F_v}{F_H} \epsilon_g \phi_2 = \frac{132.089}{20.57} = 6.42 \quad \text{OK}$$

c. Sécurité au poinçonnement

- L'excentricité

$$d = \frac{\Sigma M_{rst}}{F_v} = \frac{460.565 - 135.228}{132.089} = 2.46 \text{ m}$$

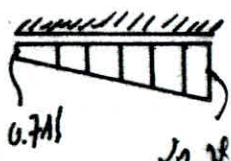
$$e = R/6 - d = 1.087 \text{ m} < R/6 = 1.166.$$

F_v passe dans le tiers central

- Contraintes

$$\sigma_{min} = \frac{132.089}{7.00 \times 1.8} \left(1 - \frac{6 \times 1.087}{1.8} \right) = 0.715 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{132.089}{7.00 \times 1.8} \left(1 + \frac{6 \times 1.087}{1.8} \right) = 20.28 \text{ t/m}^2$$



- calcul de la portance

$$\left. \begin{aligned} N_q &= 67.20 \\ N_g &= 91.41 \\ \epsilon_g &= 0.36 \\ \epsilon_q &= 1 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{si} &= 0.526 \\ \epsilon_{qi} &= 0.6521 \end{aligned} \right\}$$

$$q_0 = 0.5 \times 1.1 \times 95.41 \times 0.36 \times 0.526 \times 4.826 + 0.6 \times 1.1 \times 96.52 \times 0.463 \times 67.20$$

$$\times q_0 = 88.621 \text{ t/m}^2 \times$$

$$q_r = \frac{F_v}{S'c} = \frac{132.092}{4.826 \times 1.8} = 15.2 \text{ t/m}^2$$

$$f_s = \frac{q_0}{q_r} = 5.83 > 2 \quad \text{OK}$$

5.5.2 Calcul des éléments dalle

* La distance entre joints étant prise à 18.00 m le tablier étant décomposé en panneaux dalles

a. Description

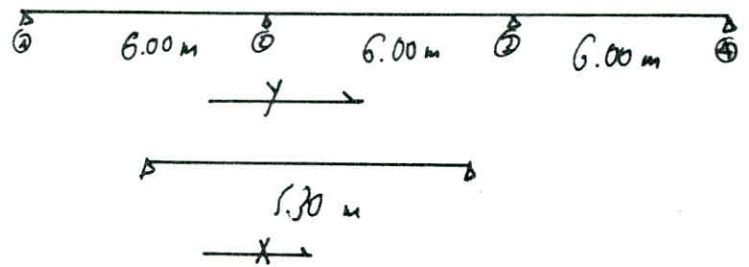
$$- l_y = 5.60 \text{ m}$$

entre rue

$$- l_x = 5.30 \text{ m}$$

entre rue

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.30}{5.60} = 0.949 > 0.4$$



La dalle porte dans les deux sens (x,y)

$$\eta_x = 0.039$$

$$\eta_y = 0.944$$

$$M_{0x} = \eta_x p l_x^2$$

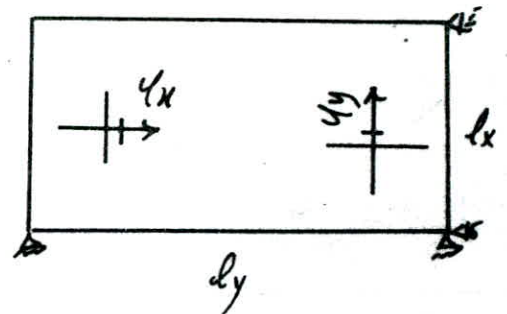
$$M_{0y} = \eta_y M_{0x}$$

Combinaison des sollicitations

$$q = G + P = 2.25 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = 0.039 \times 2.25 \times 5.30^2 = 2.464 \text{ tm/ml}$$

$$M_{0y} = 0.944 \times 2.464 = 2.372 \text{ tm/ml}$$



Pour la répartition des moments en travées et sur appuis, on se réfère à la condition suivante

Règle BAEL

$$\frac{M_w + M_e}{2} + M_T \geq 1.25 M_0$$

moment

fléchissant

$$M_w = \alpha_w M_0$$

$$M_e = \alpha_e M_0$$

$$M_T = \alpha_T M_0$$

effort

tranchant

$$T_a = T_0$$

$$T_t = 1.1 T_0$$

1. moment selon l_y :

$$M_{a1} = 0.3 M_{0y} = 0.3 \times 2.372 = 0.7116 \text{ t.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 2.372 = 1.186 \text{ t.m}$$

$$M_{a.2} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 2.372 = 2.016 \text{ t.m}$$

$$M_{a3} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 2.372 = 1.186 \text{ t.m}$$

$$M_{a.2.3} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 2.372 = 1.779 \text{ t.m}$$

$$M_{a4} = 0.3 M_{0y} = 0.3 \times 2.372 = 0.7116 \text{ t.m}$$

$$M_{t3.4} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 2.372 = 2.016 \text{ t.m}$$

2. Effort tranchant selon l_y :

$$T_a = q l_x / 2 = 2.25 \times 5.60 / 2 = 6.3$$

$$T_t = 1.1 T_a = 6.93 \text{ t}$$

Ferrailage selon Ly

$$a- M_{\text{max}} = 2.016 \text{ tm/ml}$$

$$\bar{\alpha} = 0.561$$

$$H_e = 0.30 \text{ m}, b = 1.00 \text{ m}, d = h_f - \frac{h_t}{10} = 0.27 \text{ m}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2}{3} \right) b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 24.936 \text{ tm/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = 2.016 \text{ tm/ml} < M_{rb} = 24.936 \text{ tm/ml} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\left\{ \begin{aligned} \rho &= \frac{30 M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times d^2 \times b} = 0.0491 \\ \alpha^{2/3} - \alpha^2 - 0.0491 \times d + 0.0491 &= 0 \end{aligned} \right.$$

par iteration $\alpha = 0.275$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.27 \left(1 - \frac{0.275}{3} \right) = 0.246 \text{ m}$$

$$A_{y_t} = \frac{M_{\text{ser}}}{z \bar{\sigma}_s} = \frac{2.016}{0.246 \times 17600} = 21.656 \text{ cm}^2$$

$$* A_{s_y} = 4 \text{ HA10} *$$

$$A_{y_{\text{min}}} = 9d = 9 \times 0.27 = 2.19 \text{ cm}^2 < A_{s_y} \text{ OK}$$

$$b- M_{\text{max}} = 1.196 \text{ tm/ml}$$

$$M_{rb} = 24.936 \text{ tm/ml}$$

$$M_{\text{max}} = 1.196 \text{ tm/ml} < M_{rb} = 24.936 \text{ tm/ml} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\left\{ \begin{aligned} \rho &= \frac{30 M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times d^2 \times b} = 0.0261 \\ \alpha^{2/3} - \alpha^2 - 0.0261 \times d + 0.0261 &= 0 \end{aligned} \right.$$

par iteration $\alpha = 0.106$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.27 \left(1 - \frac{0.106}{3} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\text{ser}}}{z \bar{\sigma}_s} = \frac{1.196}{0.260 \times 17600} = 2.587 \text{ cm}^2$$

$$* A_{s_y} = 4 \text{ HA10} *$$

calcul des espacements

$$st = 17 \text{ cm} < s_{\text{max}} = \min(3h_t, 37 \text{ cm}) \text{ OK}$$

Ferraillage selon lx

$$M_{Emax} = 2.464 \text{ tm/ml}$$

$$M_{rb} = 24.936 \text{ tm/ml}$$

$$M_{Emax} = 2.464 \text{ tm/ml} < M_{rb} = 24.936 \text{ tm/ml} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\text{Le pivot } \alpha = 0.0833$$

$$l^2 = d(1 - \alpha/3) = 0.27 \left(1 - \frac{0.0833}{3}\right) = 0.262 \text{ m}$$

$$A_{xe} = \frac{M_{ser}}{2 \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{xe} = \frac{2.464}{0.262 \times 17600} = 5.30 \text{ cm}^2$$

$$* A_{xe} = 7HA10 *$$

calcul des espacement

$$s_t = 120 \text{ cm} < s_{tmax} = \min(4h_0; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

ok

* Disposition constructive selon l_y (BAEL .3721)

$$l_1 = \max(l_{ly}; l_a)$$

$$l_2 = \max(l_{l2}; l_a)$$

ancrage droit

$$e_a = 40\phi = 40 \text{ cm}$$

$$\text{rive} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta = 0.05 + 0.3 \times 0.3 = 0.14 \\ \Delta = 0.05 + 0.5 \times 0.3 = 0.175 \end{array} \right.$$

$$\text{int} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta = 0.05 + 0.3 \times 0.3 = 0.14 \\ \Delta = 0.05 + 0.5 \times 0.3 = 0.175 \end{array} \right.$$

$$\text{rive} \left\{ \begin{array}{l} l_1 = \max(0.14 \times 5.60; 0.4) = 0.784 \text{ m} \\ l_2 = \max(0.784; 0.4) = 0.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{int} \left\{ \begin{array}{l} l_1 = \max(0.175 \times 5.60; 0.4) = 0.98 \text{ m} \\ l_2 = \max(0.98/2; 0.4) = 0.49 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{int} \left\{ \begin{array}{l} l_1 = \max(0.175 \times 5.60; 0.4) = 0.98 \text{ m} \\ l_2 = \max(0.98/2; 0.4) = 0.49 \text{ m} \end{array} \right.$$

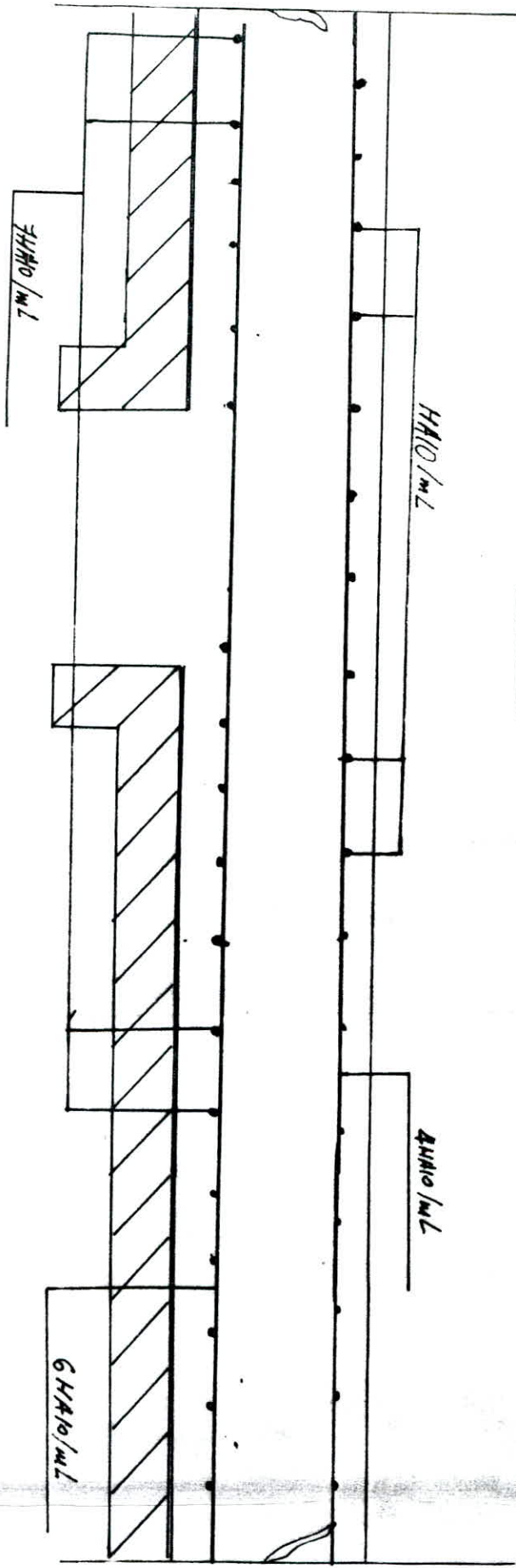
$$\text{int} \left\{ \begin{array}{l} l_1 = \max(0.175 \times 5.60; 0.4) = 0.98 \text{ m} \\ l_2 = \max(0.98/2; 0.4) = 0.49 \text{ m} \end{array} \right.$$

* Disposition constructive selon l_x

ancrage droit

$$e_a = 40\phi = 40 \text{ cm}$$

dalle



Coupe au niveau du chape
Sans longitudinal

5.5.3 Calcul de la prédalle

Les prédalles sont des éléments préfabriqués qui se calculent comme des panneaux de dalles isolées pour béton non fissuré le coefficient de poisson est pris égal à 0.2 ($\nu = 0.2$)

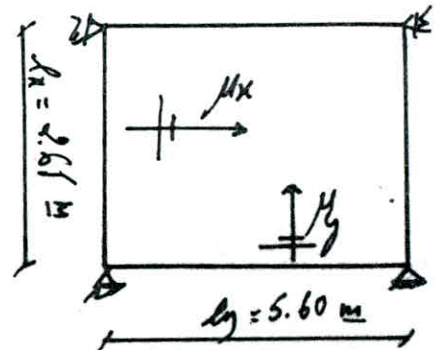
Soit le coefficient $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.65}{5.60} = 0.473 > 0.4$ donc la dalle porte dans les deux sens selon les règles BAEL, les moments flechissants iso statiques calculés au milieu ont pour expression

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = \mu_y \mu_x q l_x^2$$

pour $\rho = 0.473$, on trouve les valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1015 \\ \mu_y = 0.353 \end{array} \right. \quad \mu_x, \mu_y : \text{valeurs tabulées}$$



* calcul de la charge q

q : est obtenue en ajoutant au poids propre de la prédalle, le poids propre de la dalle plus la surcharge d'exploitation qui est estimée égale à 1.5 t/m^2

$$q = 0.10 \times 2.5 + 1.5 + 0.3 \times 2.5 = 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$* q = 2.5 \text{ t/m}^2 *$$

donc les moments flechissants

$$M_{0x} = 0.1015 \times 2.5 \times (2.65)^2 = 1.782 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.353 \times 1.782 = 0.630 \text{ t.m}$$

Ferraillage selon l_x :

$$b = 1.00 ; h_c = 0.10 \text{ m} ; d' = 0.02 \text{ m} ; d = 0.08 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = 1.782 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{moment résistant: } \Gamma_{rb} = \frac{1}{2} \alpha (1 - \frac{\alpha}{3}) b d^2 \overline{\sigma}_{bc} = 2.189 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{\text{max}} = 1.782 \text{ t.m/ml} < \Gamma_{rb} = 2.189 \text{ t.m/ml} \Rightarrow A_s = 0$$

bras de levier

$$z = d (1 - \frac{\alpha}{3})$$

$$\text{Le pivot } \alpha^2 - \alpha - 0.477 \alpha + 0.477 = 0 ; \rho = \frac{30 \times 1.782}{17600 \times 0.08^2 \times 1.00} = 0.477$$

$$z = 0.08 (1 - \frac{0.477}{3}) = 0.067$$

$$\text{d'où } A_x = \frac{1.782}{0.067 \times 17600} = 15.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$* A_x = 7HA16 *$$

verification de l'armature min

$$A_{x\min} = 8d \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.809 \text{ cm}^2 \quad (\rho = 2\text{kg})$$

$$\text{OR } A_{x1} = 15.11 \text{ cm}^2 > 0.809 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

calcul des espacements

$$S_t = 12.8 \text{ cm} < S_{t\max} = \min(4H_0; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

Ferraillage selon Ly

$$M_{0y} = M_{y\max} = 0.630 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{rb} = 2.189 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y\max} = 0.630 \text{ t.m/ml} < M_{rb} = 2.189 \text{ t.m/ml} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} - A'_y = 0$$

$$\text{Le pivot } \rho = \frac{30 \times 0.630}{1.00 \times 0.08 \times 17600} = 0.1678$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.360$$

$$\alpha^2/3 - \alpha^2 - 0.1678 \cdot \alpha + 0.1678 = 0$$

bras de levier

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.08 \left(1 - \frac{0.360}{3} \right) = 0.0704 \text{ m}$$

$$A_{zy} = \frac{0.630}{0.0704 \cdot 17600} = 5.080 \text{ cm}^2$$

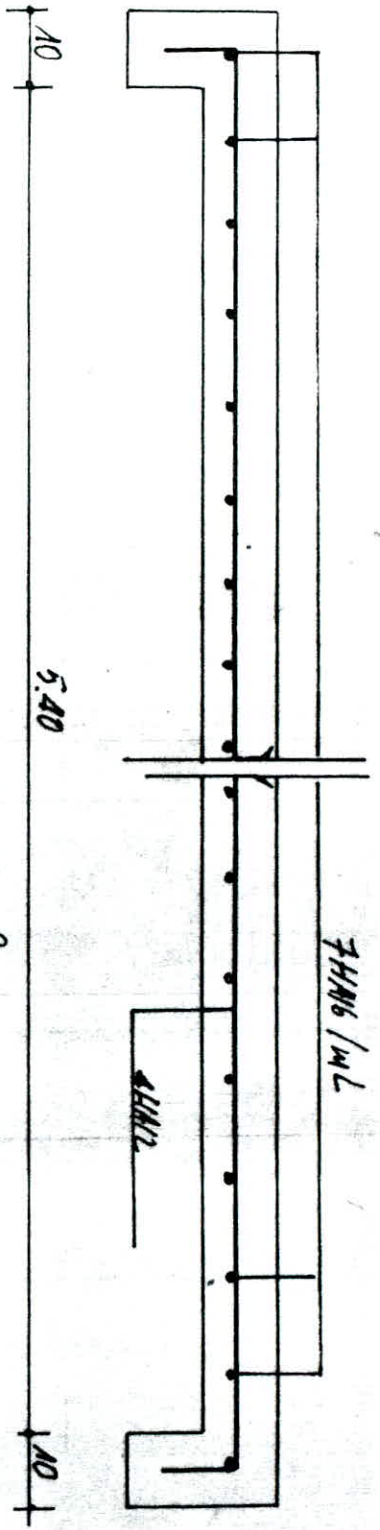
$$* A_y = 4HA12 *$$

calcul de l'armature min

$$A_{y\min} = 8d = 0.64 \text{ cm}^2 < 5.080 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

calcul des espacements

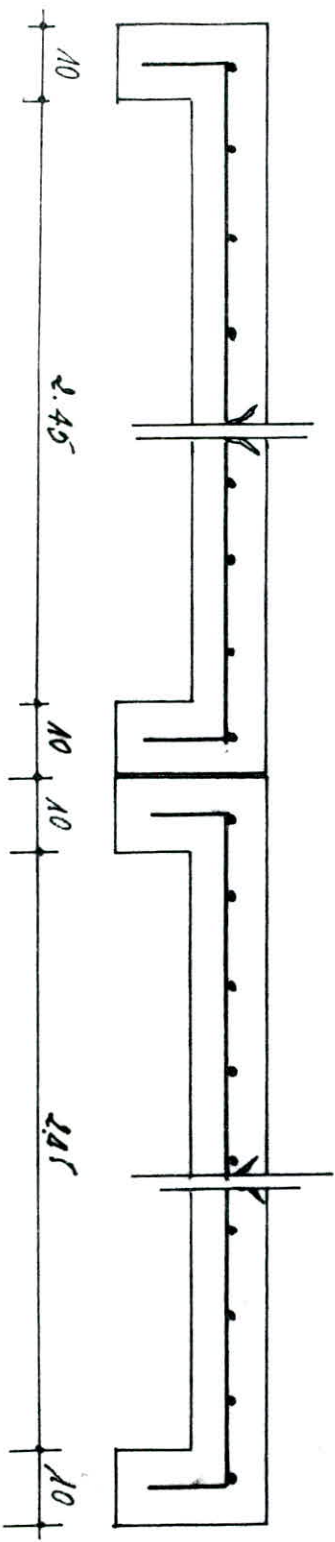
$$S_t = 25 \text{ cm} < S_{t\max} = 40 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$



coupe longitudinal

Échelle

coupe transversale



115

* Calcul de la poutre de rive

1. Phase de Construction

* Centre de gravité de la poutre de rive $(x; y) = (0.259; 0.723)$

La poutre à considérer est prise entre axes est égale à 6.00m ; s = ...

La section $s = 0.2 \times 0.85 \text{ m} \times \text{m}$
 $d = 0.18 \text{ m}$

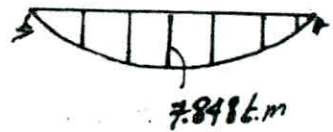
* Sollicitation

pd propre $G = (0.2 \times 0.4 + 0.95 \times 0.2 + 0.75 \times 0.25) \times 2.5 = 1.094 \text{ t/ml}$

surcharge de la dalle $p = 0.65 \times 0.4 \times 0.25 = 0.65 \text{ t/ml}$

Combinaison des sollicitations :

$q = G + p = 1.744 \text{ t/ml}$



* Efforts

Moment fléchissant $M = q l^2 / 8 = \frac{1.744 \times 6^2}{8} = 7.848 \text{ t.m}$

Effort tranchant $T = q l / 2 = \frac{1.744 \times 6}{2} = 5.232 \text{ t}$

Ferraillage de la poutre de rive phase de construction

$\bar{\alpha} = 0.561$; $\bar{\sigma}_s = 17600 \text{ t/m}^2$; $\bar{\sigma}_{bc} = 1500 \text{ t/m}^2$

Moment résistant $M_{rb} = 0.5 \times 0.561 \left(1 - \frac{0.561}{3} \right) \times 0.18^2 \times 0.85 \times 1500$

$M_{rb} = 9.42 \text{ t.m}$

$M_{max} = 7.848 \text{ t.m} < M_{rb} = 9.42 \text{ t.m} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow A_s' = 0$

* Le pivot

$p = \frac{30 \times 7.848}{0.18^2 \times 0.85 \times 17600} = 0.4857$
 $\alpha^3 / 3 - \alpha^2 - 0.4857 \alpha + 0.4857 = 0$

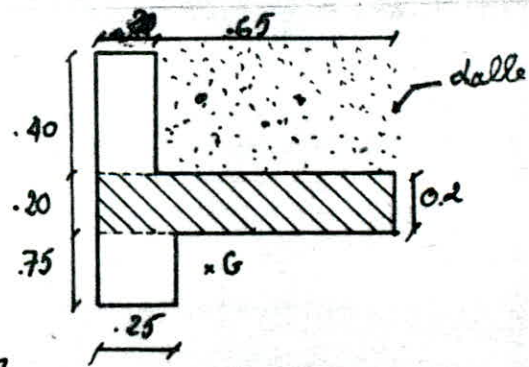
$\alpha = 0.533$

$j = \alpha d = 0.533 \times 0.18 = 0.0959 \text{ m}$

Le bras de levier $\bar{j} = 0.18 \left(1 - \frac{0.533}{3} \right) = 0.1198 \text{ m}$

Armature inférieure $A_s = \frac{M}{\bar{j} \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{7.848}{0.1198 \times 17600} = 30.12 \text{ cm}^2$

* $A_s = 15 \text{ HA } 16$ *



Etude à la Torsion

excentricité $d = 0.266 \text{ m}$

surcharge de la dalle : $p = 1.5 \times 0.4 \times 0.65 \times 6 = 3.9 \text{ t}$

moment de torsion : $T_u = pd = 0.266 \times 3.9 = 1.0374 \text{ t.m}$

- La contrainte tangentielle due au moment de torsion $\tau_T = \frac{T}{2Rb_0}$

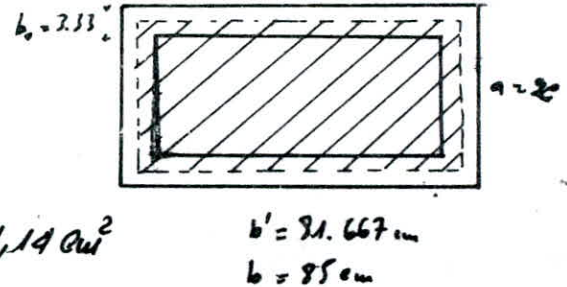
caractéristiques géométriques

$$b_0 = a/b = 20/6 = 3.33 \text{ cm}$$

$$b' = b - b_0 = 85 - 3.33 = 81.667 \text{ cm}$$

$$a' = a - b_0 = 20 - 3.33 = 16.667 \text{ cm}$$

$$-2 = a' b' = 16.667 \times 81.667 = 1361.14 \text{ cm}^2$$



La contrainte $\tau_T = \frac{T}{2Rb_0} = \frac{1.0374}{2 \times 0.136114 \times 0.0333} = 144.95 \text{ t/m}^2$

- Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant

$$\tau_{cs} = \frac{T_{max}}{2bd} = \frac{5.232}{0.18 \times 2 \times 0.85} = 14.48 \text{ t/m}^2$$

$$\tau = \tau_{cs} + \tau_T = 14.48 + 144.95 = 159.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 f_{cs}; 3 \text{ MPa}) = \min(0.1 \times 25; 3) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 159.43 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

1. Phase de service

Dans cette phase on considère un système de poutre continue

$$l_1 = l_2 = l_3 = 6.00 \text{ m}$$

$$\text{section } s = 0.85 \times 0.6$$

$$d = h_f - h_f/10 = 0.54 \text{ m}$$

* sollicitations

pois propre de la poutre de rive : $G = 1.094 \text{ t/ml}$

Sur charge de la dalle : $P_1 = 0.65 \times 0.4 \times 0.25 = 0.65 \text{ t/ml}$

Sur charge d'exploitation : $P_2 = 1.5 \times 0.85 = 1.275 \text{ t/ml}$

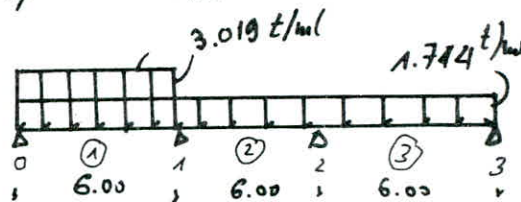
117

Cinq cas peuvent se présenter lors du chargement de la poutre d'rive

1^{er} cas : On charge uniquement la 1^{ère} travée
combinaison :

$$q_1 = G + P_1 = 1.094 + 0.65 = 1.749 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = G + P_1 + P_2 = 1.094 + 0.66 + 1.275 = 3.019 \text{ t/ml}$$



Soit l'équation générale des trois moments

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left(\frac{q_i a_i^3}{l_i} + \frac{q_{i+1} b_{i+1}^3}{l_{i+1}} \right)$$

pour une position x donnée

$$M(x) = M(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_i \frac{x}{l_i}$$

$M(x)$: moment isostatique pour une position x

Appliquant cette équation aux appuis 1 et 2

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$A \left\{ \begin{aligned} \frac{q_1 l^2}{6} \frac{2l}{3} &= \frac{q_1 l^3}{24} \\ \frac{q_2 l^2}{6} \frac{l}{3} &= \frac{q_2 l^3}{24} \end{aligned} \right.$$

on aboutit au système suivant

$$\begin{cases} 4M_1 + M_2 = -6l^2 \frac{q_1}{24} \\ M_1 + 4M_2 = -6l^2 \frac{q_2}{24} \end{cases}$$

alors $\begin{cases} M_1 = -9.3382 \text{ t.m} \\ M_2 = -5.5134 \text{ t.m} \end{cases}$

* $M_{\max} = -9.3382 \text{ t.m}$ *
* $M_{\max} = +9.3166 \text{ t.m}$ *

calcul de l'effort tranchant au niveau des appuis

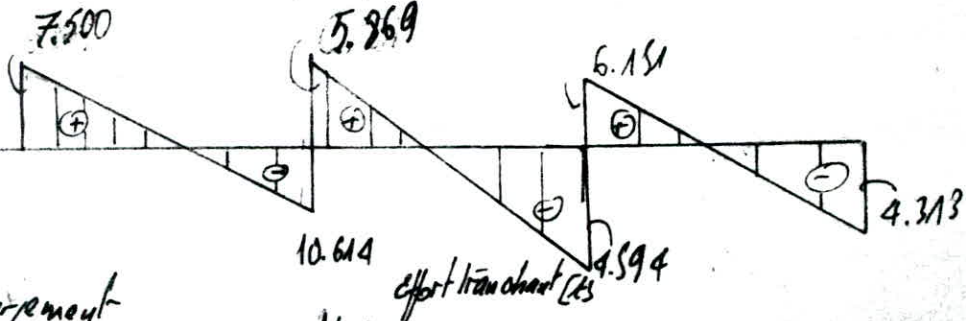
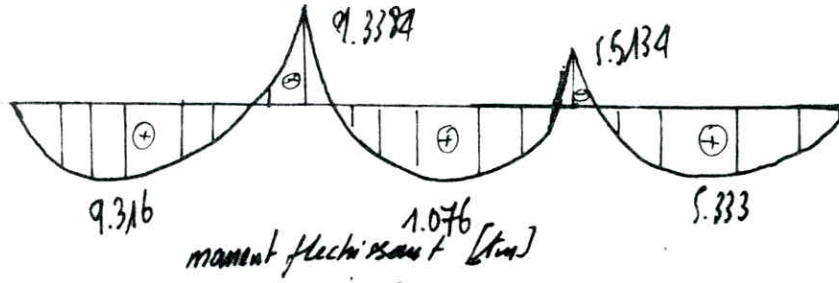
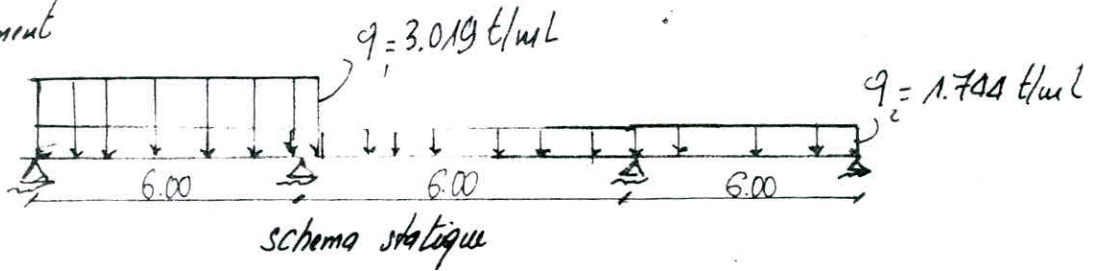
travée 1 $\begin{cases} T_{01} = q_1 \frac{l}{2} + \frac{M_0 - M_1}{l} = 7.56 \uparrow \\ T_{10} = -q_1 \frac{l}{2} + \frac{M_0 - M_1}{l} = -10.614 \downarrow \end{cases}$

travée 2 $\begin{cases} T_{12} = q_2 \frac{l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = 5.869 \uparrow \\ T_{21} = -q_2 \frac{l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = -4.5985 \downarrow \end{cases}$

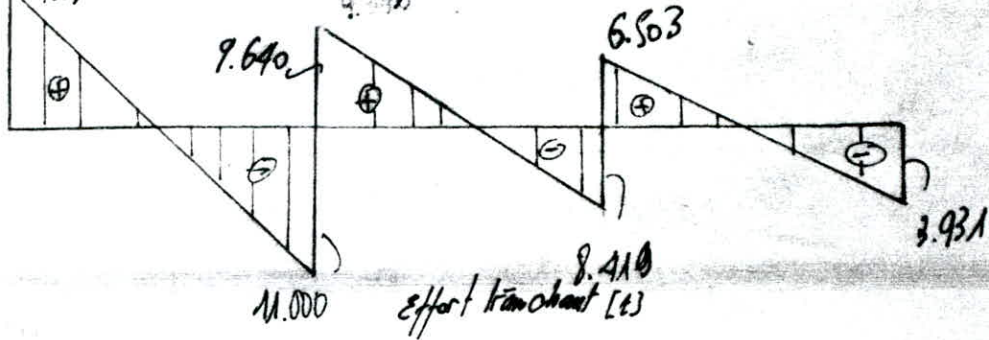
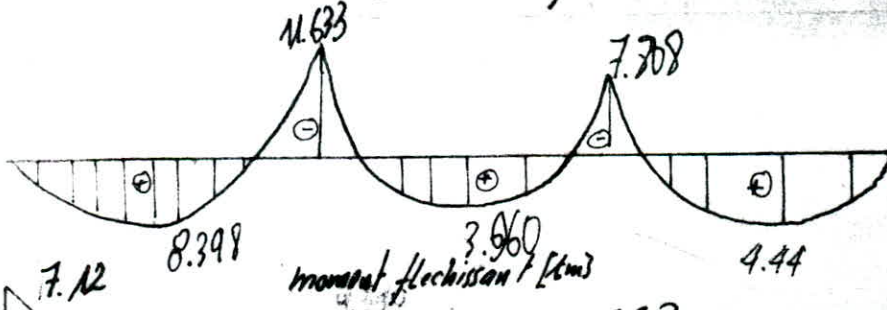
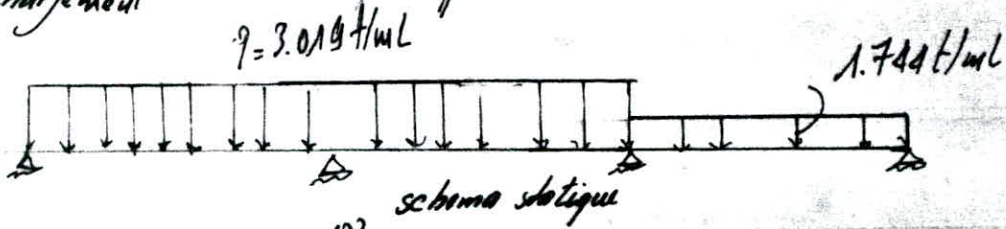
* $T_{\max} = 10.614 \text{ t}$ *

travée 3 $\begin{cases} T_{23} = q_2 \frac{l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l} = 6.131 \uparrow \\ T_{32} = -q_2 \frac{l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l} = -4.3137 \downarrow \end{cases}$

1^{er} cas de chargement



2^{eme} cas de chargement

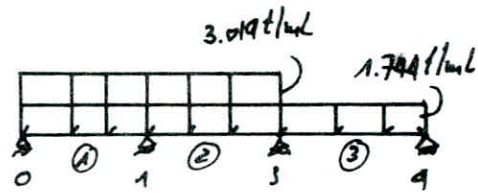


2. Cas On charge les travées 1 et 2

Combinaison

$$q_1 = q_2 = G + P_1 + P_2 = 3.019 \text{ t/mL}$$

$$q_3 = G + P_1 = 1.744 \text{ t/mL}$$



Nous procédons de la même façon qu'au 1^{er} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{q_1 l_1^4}{24} = \frac{q_2 l_2^4}{24} = \frac{q_3 l_3^4}{24} = \\ \frac{q_3 l_3^4}{24} = \frac{q_4 l_4^4}{24} = \end{array} \right.$$

On aboutit au système suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} 4M_1 + M_2 = -54.342 \\ M_1 + 4M_2 = -42.867 \end{array} \right.$$

$$* M_{\max} = -11.633 \text{ t.m} *$$

$$* M_{\min} = + 8.398 \text{ t.m} *$$

alors $\left\{ \begin{array}{l} M_1 = -11.633 \text{ t.m} \\ M_2 = -7.808 \text{ t.m} \end{array} \right.$

calcul de l'effort tranchant au niveau des appuis:

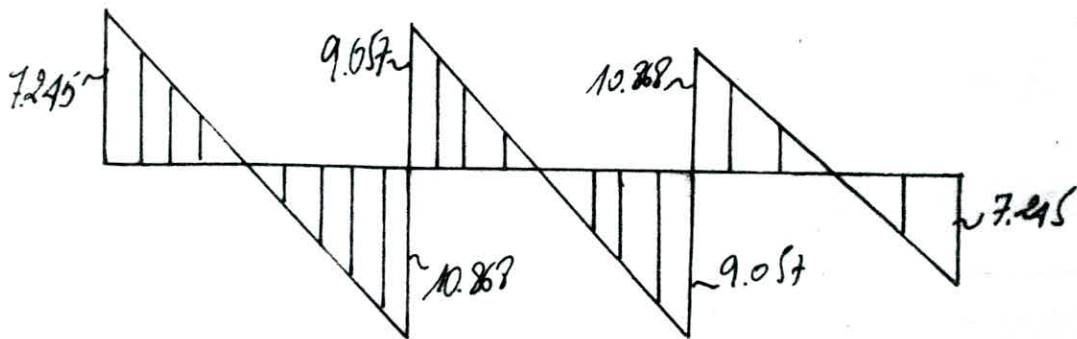
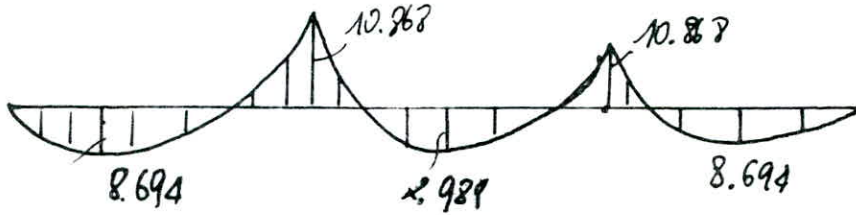
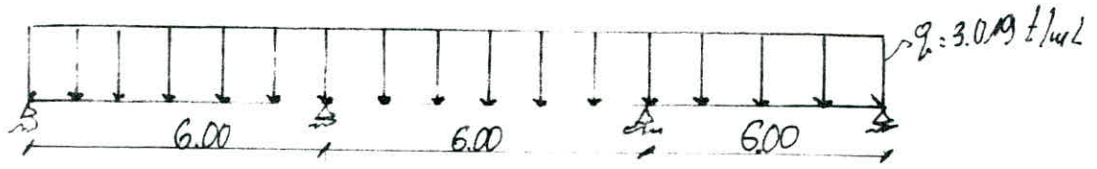
travée 1 $\left\{ \begin{array}{l} T_{01} = q_1 l_1/2 + \frac{r_0 - M_1}{l} = 7.12 \text{ t } \uparrow \\ T_{10} = -q_1 l_1/2 + \frac{r_1 - M_1}{l} = -11.0 \text{ t } \downarrow \end{array} \right.$

travée 2 $\left\{ \begin{array}{l} T_{12} = q_2 l_2/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 9.694 \text{ t } \uparrow \\ T_{21} = -q_2 l_2/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = -8.420 \text{ t } \downarrow \end{array} \right.$

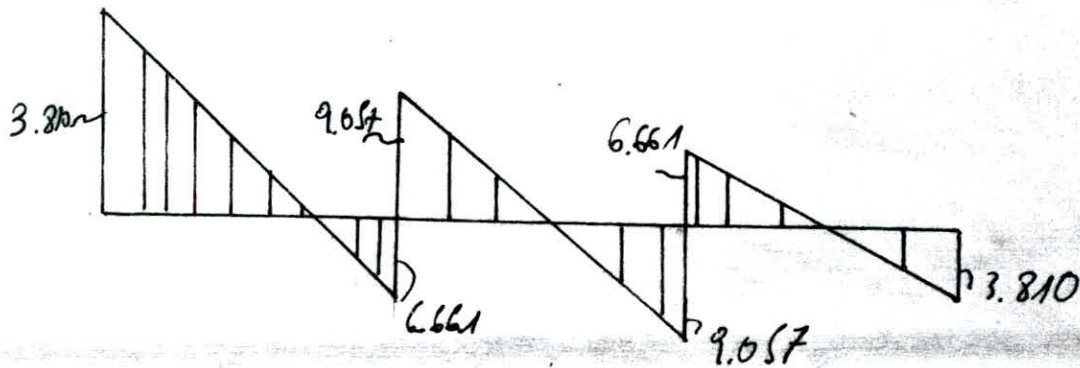
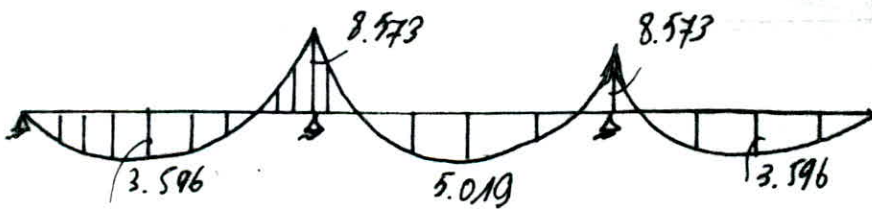
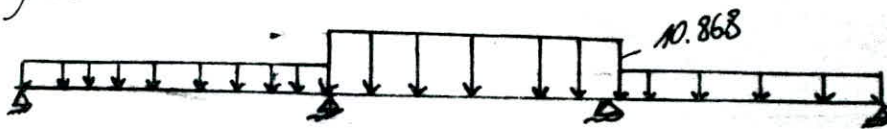
$$* T_{\max} = 11.0 \text{ t} *$$

travée 3 $\left\{ \begin{array}{l} T_{23} = q_3 l_3/2 + \frac{r_2 - M_2}{l} = 6.533 \text{ t } \uparrow \\ T_{32} = -q_3 l_3/2 + \frac{r_2 - M_2}{l} = -3.9306 \text{ t } \downarrow \end{array} \right.$

3eme cas de chargement



4eme cas de chargement

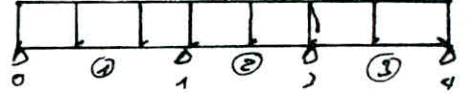


3. cas On charge les travées 1, 2 et 3
combinaison

$$q_f = G + P_1 + P_2 = 3.019 \text{ t/mL}$$

nous procédons de la même façon qu'on l'a fait cas

$$\frac{r_a}{l} = \frac{r_b}{l} = \frac{9l^3}{24}$$



on aboutit au système suivant

$$\begin{cases} 4M_1 + M_2 = -54.342 \\ 4M_2 + M_1 = -54.342 \end{cases}$$

$$* M_{max} = -10.868 *$$

$$* \underline{P_{max} = 8.694} *$$

$$\text{alors } \begin{cases} M_1 = M_2 = -10.868 \text{ t.m} \\ R_0 = R_4 = 0 \end{cases}$$

calcul de l'effort tranchant au niveau des appuis.

$$\text{Travée 1 } \begin{cases} T_{01} = qL/2 + \frac{R_0 - M_1}{l} = 7.246 \text{ t} \uparrow \\ T_{10} = qL/2 + \frac{R_0 - M_1}{l} = -10.868 \text{ t} \downarrow \end{cases}$$

$$* \underline{T = 10.868 \text{ t}} *$$

$$\text{Travée 2 } \begin{cases} T_{12} = qL/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 9.084 \text{ t} \uparrow \\ T_{21} = -qL/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = -9.084 \text{ t} \downarrow \end{cases}$$

$$\text{Travée 3 } \begin{cases} T_{23} = qL/2 + \frac{M_2 - R_4}{l} = 10.868 \text{ t} \uparrow \\ T_{32} = -qL/2 + \frac{M_2 - R_4}{l} = -7.245 \text{ t} \downarrow \end{cases}$$

4. Cas on charge les travées

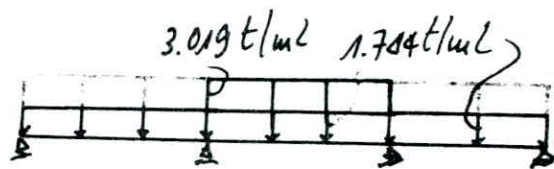
combinaison

$$q_1 = q_3 = G + P_1 = 1.744 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = G + P_1 + P_2 = 3.019 \text{ t/ml}$$

on procède qu'au 1^{ers} cas

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{R_{1a1}}{l} &= \frac{R_{3b3}}{l} = \frac{q_1 l^3}{24} \\ \frac{R_{2a2}}{l} &= \frac{q_2 l^3}{24} \end{aligned} \right.$$



voir 12 bis

On aboutit au système suivant

$$\left\{ \begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= -42.867 \\ M_1 + 4M_2 &= -42.867 \end{aligned} \right.$$

alors

$$\left\{ \begin{aligned} M_1 &= -8.5734 \text{ t.m} \\ M_2 &= -8.5734 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

$$* N_{max} = 5.019 \text{ t.m} *$$

$$* N_{min} = -8.5734 \text{ t.m} *$$

calcul de l'effort tranchant au niveau des appuis:

travée 1

$$\left\{ \begin{aligned} T_{a1} &= q_1 l/2 + \frac{M_0 - M_1}{l} = 3.806 \text{ t} \\ T_{b1} &= -q_1 l/2 + \frac{M_0 - M_1}{l} = -6.601 \text{ t} \end{aligned} \right.$$

travée 2

$$\left\{ \begin{aligned} T_{a2} &= q_2 l/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 9.057 \text{ t} \\ T_{b2} &= -q_2 l/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = -9.057 \text{ t} \end{aligned} \right.$$

travée 3

$$\left\{ \begin{aligned} T_{a3} &= q_3 l/2 + \frac{M_2 - M_3}{l} = 6.16 \text{ t} \\ T_{b3} &= -q_3 l/2 + \frac{M_2 - M_3}{l} = -2.806 \text{ t} \end{aligned} \right.$$

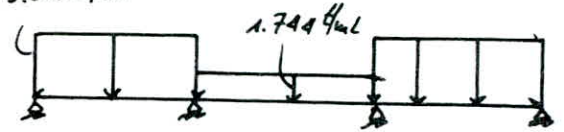
$$* T_{max} = 9.057 \text{ t} *$$

5. Cas On charge les travées 1 et 3
Combinaison

$$q_2 = G + p_1 = 1.744 \text{ t/ml}$$

$$q_3 = q_1 = G + p_1 + p_2 = 3.019 \text{ t/ml}$$

3.019 t/ml



on prouve qu'au 1^{er} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2.1.1.1}{l} = \frac{2.3.6}{l} = 9.14/24 \\ \frac{2.2.2.2}{l} = 9.24/24 \end{array} \right.$$

On aboutit au système suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} 4M_1 + M_2 = -42.867 \text{ tm} \\ M_1 + 4M_2 = -42.867 \text{ tm} \end{array} \right.$$

alors $\left\{ \begin{array}{l} M_1 = -8.578 \text{ tm} \\ M_2 = -8.578 \text{ tm} \end{array} \right.$

$$* M_{max} = +9.630 *$$

$$* M_{min} = -8.578 \text{ tm} *$$

calcul de l'effort tranchant au niveau des appuis:

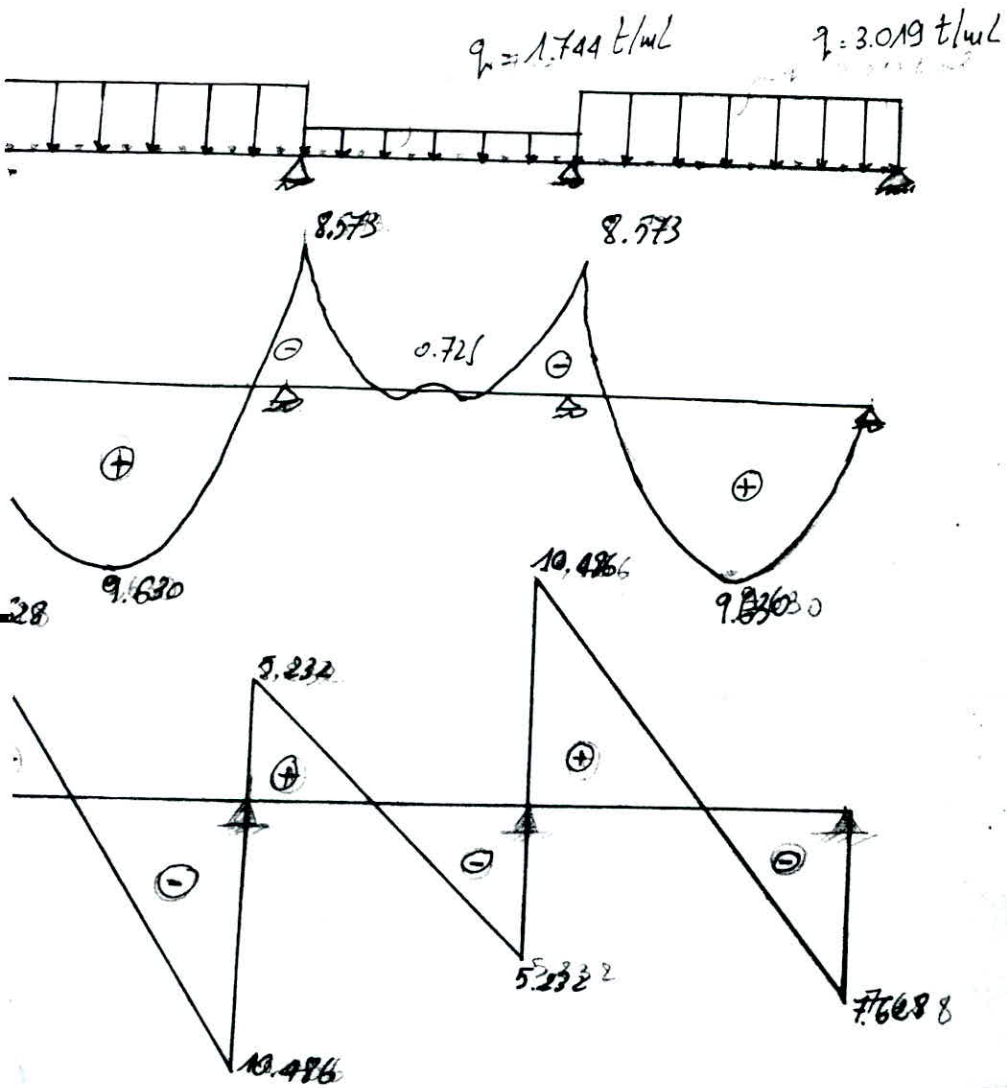
travée 1 $\left\{ \begin{array}{l} T_{01} = 9.14/2 + \frac{M_0 - M_1}{l} = 7.628 \text{ t} \\ T_{10} = -9.14/2 + \frac{M_0 - M_1}{l} = -10.486 \text{ t} \end{array} \right.$

travée 2 $\left\{ \begin{array}{l} T_{12} = +9.14/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 5.232 \text{ t} \\ T_{21} = -9.14/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = -5.232 \text{ t} \end{array} \right.$

travée 3 $\left\{ \begin{array}{l} T_{23} = 9.14/2 + \frac{M_2 - M_3}{l} = 10.486 \text{ t} \\ T_{32} = -9.14/2 + \frac{M_2 - M_3}{l} = -7.628 \text{ t} \end{array} \right.$

$$* T = 10.486 \text{ t} *$$

cas de chargement



Le chargement le plus défavorable étant le chargement "2" et "5"

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} M_{appui} = -11.630 \text{ t.m} \\ M_{max} = 11.6 \end{array} \right. \quad (4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{travée} = 9.630 \text{ t.m} \end{array} \right. \quad (5)$$

Ferraillage en phase service

Armature supérieure

$$M_{max} = -11.6 \text{ t.m}$$

$$M_{rb} = 0.1 \times 0.161 \left(1 - \frac{0.561}{3} \right) \times 0.85 \times 0.54 \times 1500 = 81.2 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 11.6 \text{ t.m} < M_{rb} = 81.2 \text{ t.m} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow A'_s = 0$$

Calcul du pivot d

soit à rebourdre

$$\frac{\alpha^3}{3} - \alpha^2 - \rho \alpha + \rho = 0$$

$$\rho = \frac{30 \times 11}{0.85 \times (0.74)^2 \times 17600} = 0.0756$$

$$\alpha^3 - \alpha^2 - 0.0786 \alpha + 0.0756 = 0$$

$$\alpha \approx 0.97 \Rightarrow \gamma = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.46 \text{ m}$$

$$\text{d'où } A'_s = \frac{M_{max}}{\gamma \sigma_s} = \frac{11}{0.46 \times 17600} = 0.001358 \text{ m}^2$$

soit prendre * 2HA16 + 8TA12 *

Armature inférieure

$$M_{max} = 9.630 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 9.630 \text{ t.m} < M_{rb} = 81.2 \text{ t.m} \rightarrow A'_s = 0;$$

Le pivot: d?

$$\rho = \frac{30 \times 9.630}{0.85 \times 0.60 \times 17600} = 0.0657$$

par itération

$$\alpha = 0.29 \Rightarrow \gamma = 0.997 \text{ m} \Rightarrow A_s = \frac{9.630}{0.997 \times 17600} = 10.65 \text{ cm}^2$$

soit prendre * A_s = 5HA16 *

126

Verification de l'effort tranchant

$$T_{max} = 11t$$

$$\bar{\tau} = \frac{T_{max}}{3 \cdot b} = \frac{11}{3 \cdot 0.18 \times 0.35} = 27.388 \text{ cm} < \bar{\tau} = \min(0.1 f_{ct}, 3) = 2.50 \text{ t/m}^2$$

Calcul de l'espacement initial

$$s_{f0} = 9 \text{ cm}$$

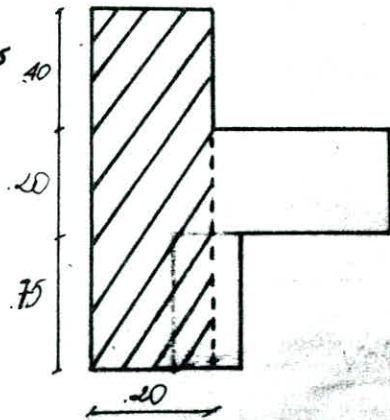
Flexion transversale

La flexion transversale est causée par le chargement horizontal dus à la force d'accrochage

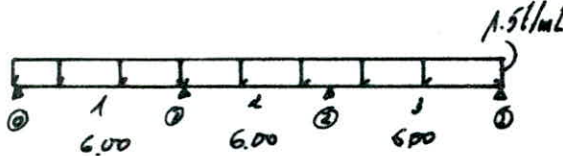
$$q_r = 1.5 \text{ t/ml}$$

La section à considérer est 0.20×0.35

$$h_f = 0.20 \text{ m}; d = 0.18 \text{ m}; b = 1.35 \text{ m};$$



On a affaire à un système de poutres continues



Le système étant hyperstatique, pour la résolution on applique l'équation ou "éq. 3 moments"

$$M_0 = M_4 = 0, M_1 = M_2 = M_3 = M = 6.00 \text{ m}; a_i = b_i = l/2 = 3.00 \text{ m}$$

1: l'air du moment isostatique, pour un diagramme parabolique $S_2 = \frac{2}{3} (q \frac{l^2}{8}) = \frac{9l^3}{12}$

on aboutit au système suivant

$$\begin{cases} 4M_1 + M_2 = -9l^2/2 \\ M_2 + 4M_1 = -9l^2/2 \end{cases}$$

$$\text{alors } \begin{cases} M_1 = M_2 = -9l^2/10 = -1.5 \times 6^2/10 = -5.4 \text{ t.m} \\ M_{max} = 4.32 \text{ t.m} \end{cases}$$

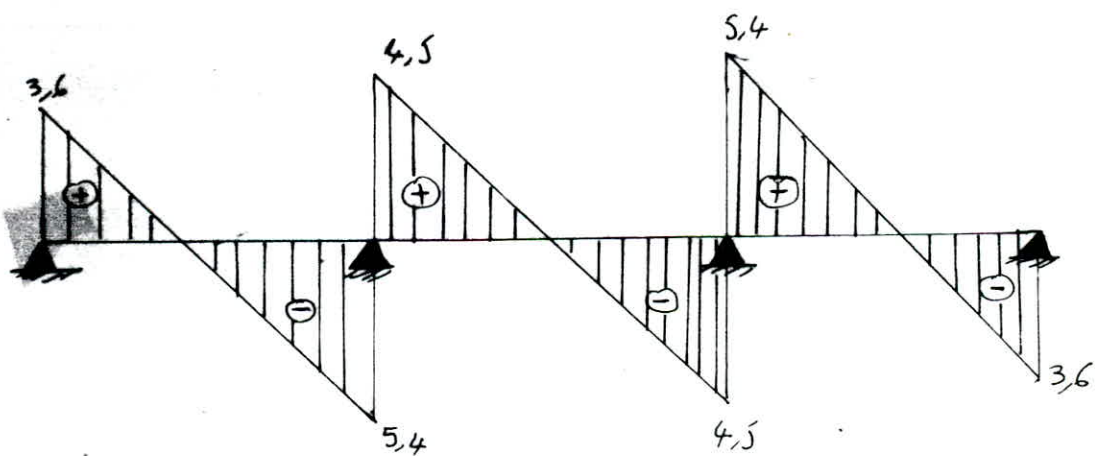
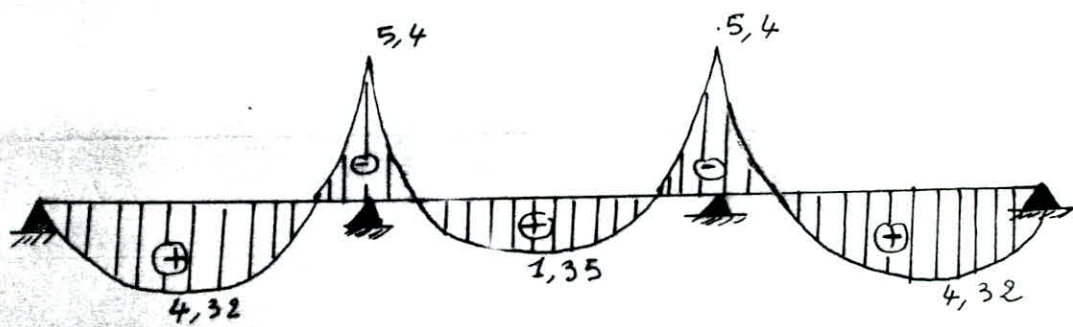
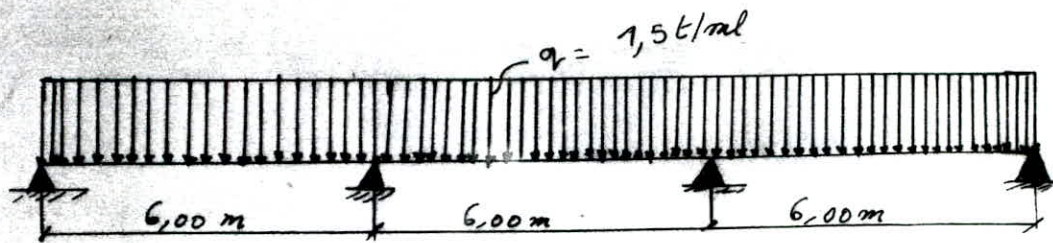
Forme inférieure

$$M_{max} = 4.32 \text{ t.m};$$

$$M_{rb} = 0.5 \times 0.561 (1. - \frac{0.561}{3}) \times 0.18 \times 1.35 \times 1350 = 19.962 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 4.32 \text{ t.m} < M_{rb} = 19.962 \text{ t.m} \quad \tau_j = 0$$

flexion transversale



Le pivot $A = \frac{30 \times 1.82}{1.35 \times 0.18 \times 17600} = 0.1684$

$$d^3 - 0.1684 \times d^2 = d^2 + 0.1684 = 0$$

soit $d = 0.386$

d'eau $g = 0.18 \times \left(1 - \frac{0.386}{3}\right) = 0.15869 \text{ m}$

d'eau $A_s = \frac{17}{3 \cdot 0.5} = \frac{4.35}{0.15869 \times 17600} = 15.586 \text{ cm}^2$

Soit prendre 8HA16

Armature supérieure

$M_{max} = -5.40 \text{ tm}$

$\Gamma_{rb} = 14.962 > \Gamma_{max} = 5.40 \text{ tm} \rightarrow A'_s = 0$

Le pivot $P = \frac{30 \times 1.4}{1.35 \times 0.18^2 \times 17600} = 0.2104$

$$d^3 - d^2 = 0.2104d + 0.2104 = 0$$

* $d = 0.375$ *

d'eau $g = 0.18 \left(1 - \frac{0.375}{3}\right) = 0.1569 \text{ m}$

$A_s = \frac{5.40}{3 \cdot 0.5} = \frac{5.40}{0.1569 \times 17600} = 19.55 \text{ cm}^2$

Soit prendre 10HA16

Verification à l'effort tranchant au niveau des appuis

Travée 1 $\left\{ \begin{array}{l} T_{01} = 1.5 \times 3 + \frac{0 - 5.4}{6} = 3.6 \text{ t } \uparrow \\ T_{10} = -1.5 \times 3 + \frac{0 - 5.4}{6} = -5.4 \text{ t } \downarrow \end{array} \right.$

Travée 2 $\left\{ \begin{array}{l} T_{21} = 1.5 \times 3 + \frac{1.4 - 5.4}{6} = 4.5 \text{ t } \uparrow \\ T_{12} = -1.5 \times 3 + \frac{5.4 - 1.4}{6} = 2.5 \text{ t } \downarrow \end{array} \right.$

Travée 3 $\left\{ \begin{array}{l} T_{32} = 1.5 \times 3 + \frac{5.4 - 0}{6} = 5.4 \text{ t } \uparrow \\ T_{23} = -1.5 \times 3 + \frac{5.4 - 0}{6} = -3.6 \text{ t } \downarrow \end{array} \right.$

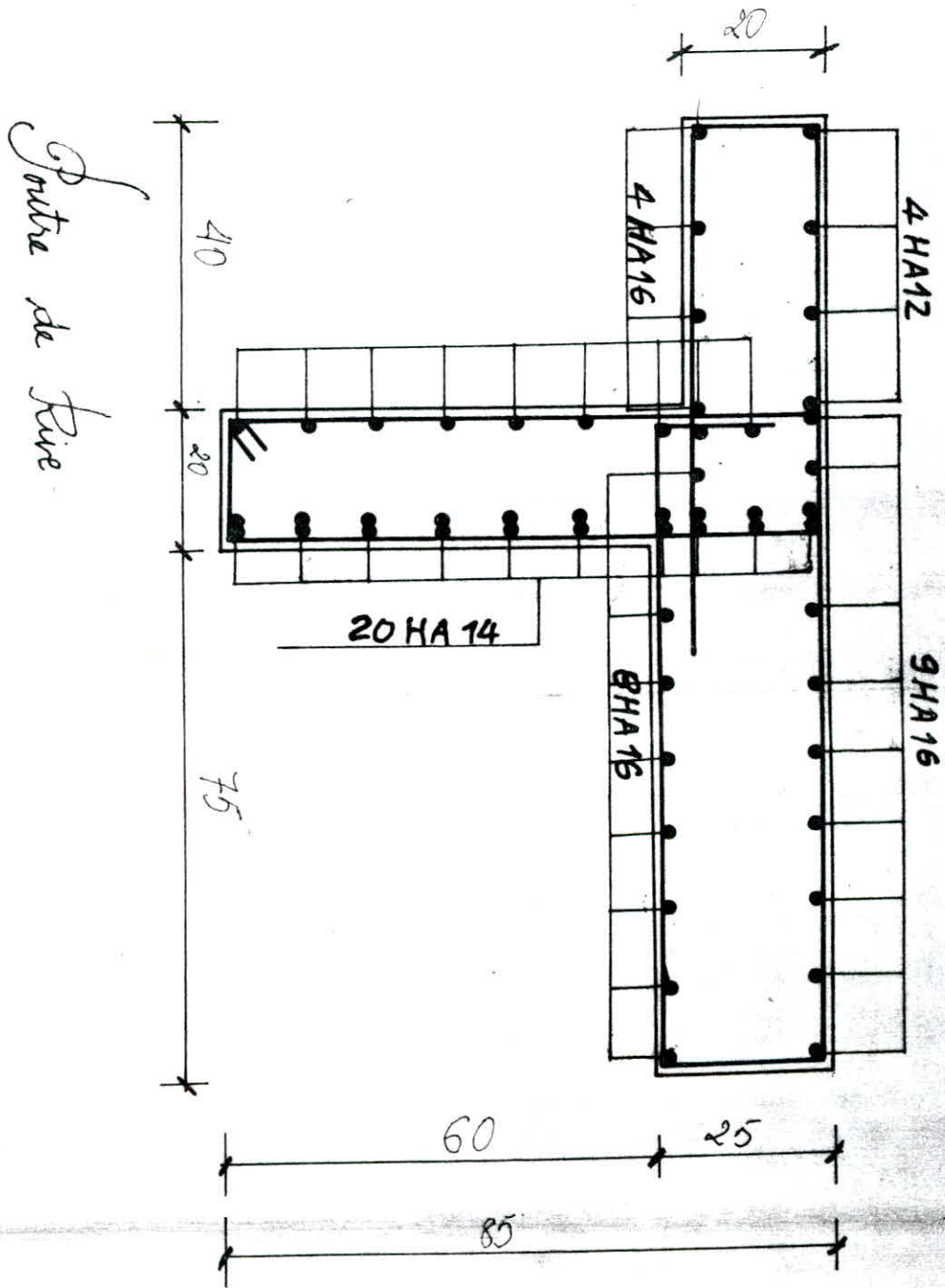
Verification à la contrainte tangentielle

$\bar{\sigma} = \frac{1.40}{1.8 \times 0.18 \times 1.35} = 2.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{lim}$

$\bar{\sigma} = \min(0.10 f_{ctd}; 3 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} > \bar{\sigma}$

espacement initial: $S_{f0} = 9 \text{ cm}$;

Schema de ferrailage
Poutre de rive



5.5.4 Calcul du chevet

Le chevet est un élément de la superstructure destiné à la transmission des efforts à la pile.

1. Phase de construction (phase préliminaire)

Charges

poids propre au niveau des piles $0.8 \times 0.75 \times 2.5 = 1.5 \text{ t/ml}$
 poids propre en dehors des piles $0.8 \times 0.65 \times 2.5 = 1.3 \text{ t/ml}$
 Effort tranchant apporté par la p. morte $p = 5.232 \text{ t}$; $x = 0.009 \text{ m}$
 moment sur appuis d'extrémités $M_0 = M_2 = -(9a^2 + 9, d)$
 $= -(1.5 \frac{0.75^2}{2} + 0.541 \times 5.232)$
 $= -3.057 \text{ t.m}$

* Appliquant l'équation des trois moments

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left(\frac{r_i a_i}{l_i} + \frac{r_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right)$$

$$M(x) = y(x) + r_{i+1} (1 - x/l) + r_i x/l$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} + \frac{r_i - r_{i+1}}{l}$$

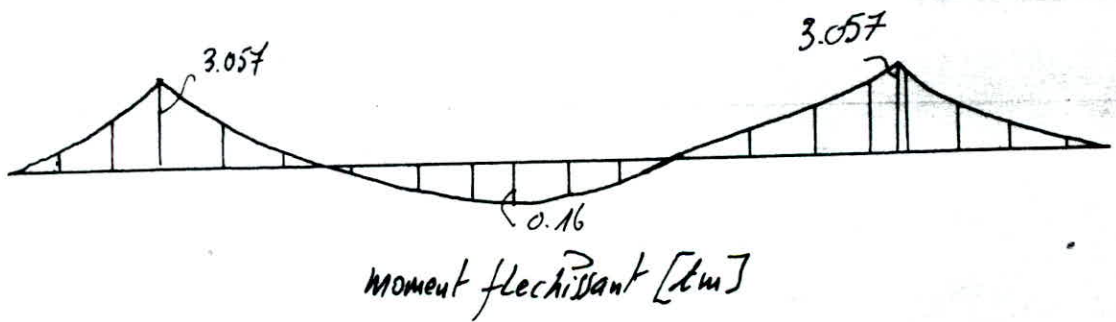
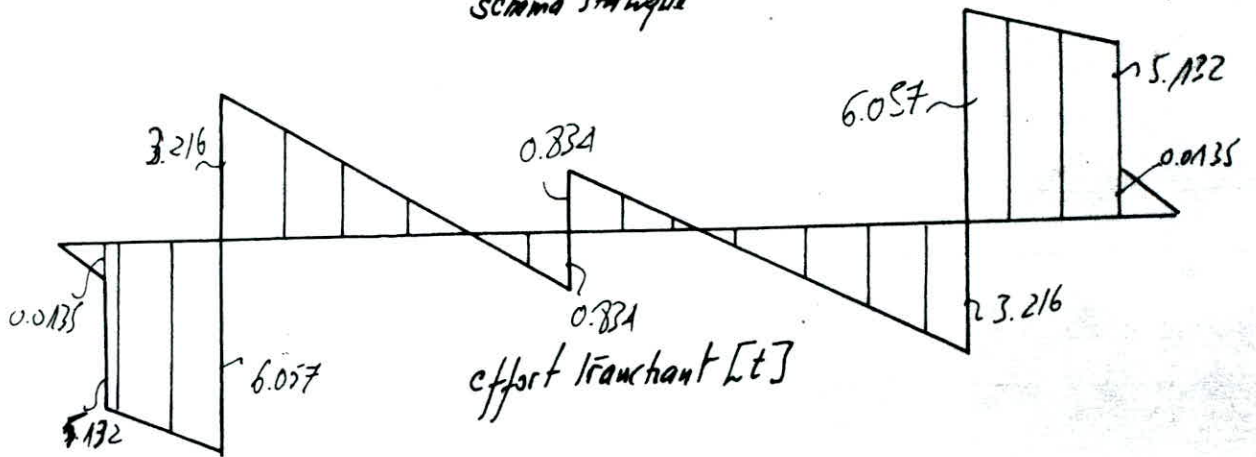
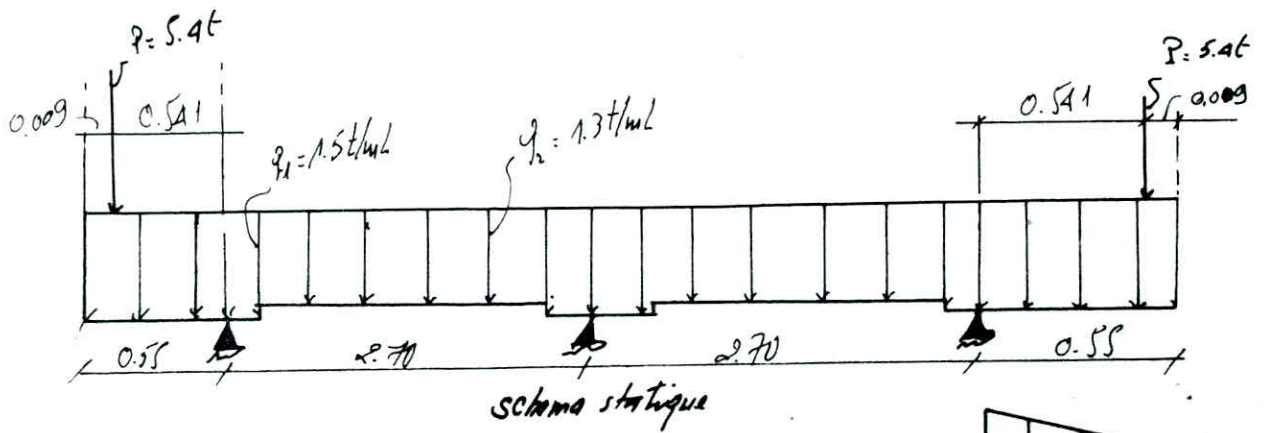
Effort tranchant

x m	T t
0.00	0.000
0.009	-0.0135
	-5.232
	+3.216
0.55	-6.0576
	+0.834
3.25	-0.834
	3.216
5.95	6.057
	5.232
6.491	0.0135
7.00	0

x m	M t.m
0.00	0.000
0.55	-3.057
3.25	0.16
5.95	-2.057
7.00	0.000

Moment tranchant ?

Cherette phase de construction (Diagrammes des efforts)



Ferraillage

A. sollicitation

$$M_{ser} = -3.057 \text{ tm} \Rightarrow \text{Armature supérieure}$$

$$M_{rb} = 0.5 \left(1 - \frac{0.54}{3}\right) \times 0.675^2 \times 0.8 \times 1500 \times 0.541 = 126.682 \text{ tm}$$

$$M_{ser} = 3.057 \text{ tm} < M_{rb} = 126.682 \text{ tm} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow A_s' = 0$$

caractéristiques géométriques

$$s = 0.75 \times 0.80 \text{ m} \times \text{m}$$

$$d = 0.675 \text{ m}$$

$$d' = 0.075 \text{ m}$$

$$d = 0.085$$

$$z = 0.616 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_s} = \frac{3.057}{0.616 \times 17600} = 2.64 \text{ cm}^2$$

on prend $A_s = 3HA10$

B. sollicitation

$$M_{ser} = 0.16 \text{ tm} \quad \text{armature inférieure}$$

vu que le moment est petit on doit choisir une armature inférieure forfaitaire :

$$\times A_s = 3HA10 \times$$

2^{ème} phase de service

section

$$s = 0.70 \times 1.35 \text{ m} \times \text{m}; a = \dots, d = \dots, d' = \dots, z = \dots$$

Charge

$$\text{effort tranchant apporté par la poutre de rive} \quad T = 10.868 + 9.057 = 19.925 \text{ t}$$

$$\text{poids propre du chéneau} \quad G_f = 2.5 \times 0.9 \times 0.75 = 1.388 \text{ t}$$

surcharge d'exploitation + pds propre de la dalle

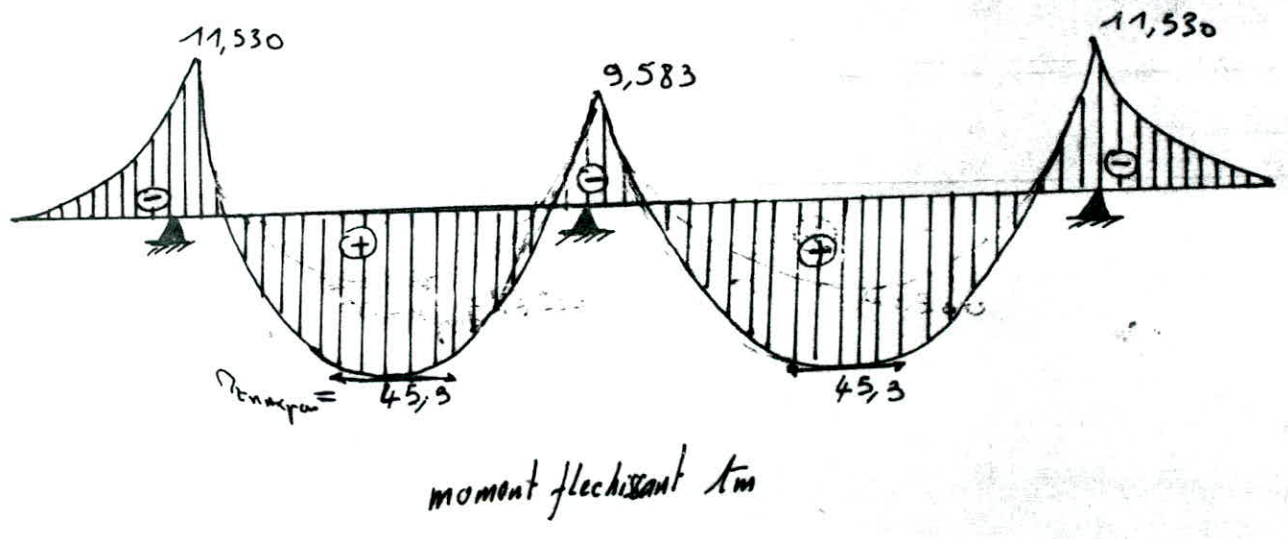
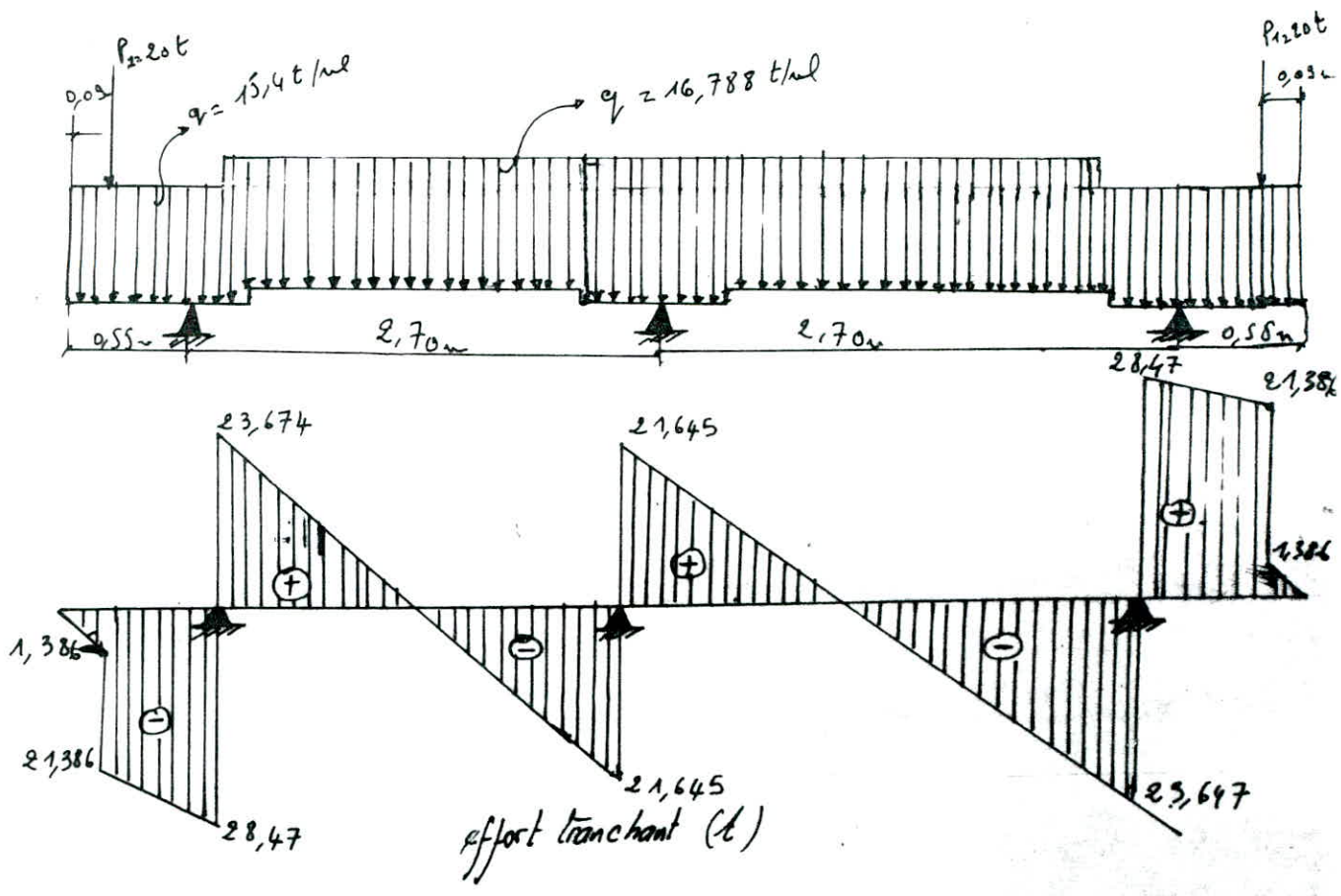
$$P = 2.5 \times 0.4 \times 1.2 + 0.8 \times 0.6 \times 2.5 + 6 \times 1.5$$

$$P = 15.9 \text{ t/ml}$$

La combinaison

$$= q = 16.788 \text{ t/ml}$$

- 133



Sollicitation

Appliquant la méthode des trois moments

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{i-1} l_i + 2(l_i + l_{i+1}) \mu_i + l_{i+1} \mu_{i+1} &= -6 \left(\frac{q_i \nu l_i}{l_i} + \frac{\mu_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right) \\ \eta(x) &= y(x) + \mu_{i-1} (1-x/l) + \mu_i x/l \\ T &= \frac{dy(x)}{dx} + \frac{\mu_i - \mu_{i-1}}{l} \end{aligned} \right.$$

$$\mu_0 = \mu_2 = -11.53 \text{ tm}$$

$$a = 0.55 \text{ m}; \quad d = 0.06 \text{ m}; \quad L_1 = L_2 = 2.7 \text{ m}; \quad a + b_2 = 2.7/2 = 1.35 \text{ m}$$

$$\nu = \frac{2}{3} L (qL^2/8) = qL^3/12;$$

$$\frac{\nu_i q_i}{l_i} = \frac{\mu_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} = \frac{\nu q}{l} = qL^3/24$$

$$\mu_1 = \left[-16.788 \times \frac{2.7^3}{l} - (11.53 + 11.53) \right] \frac{1}{4} = -9.533 \text{ tm}$$

calcul des réaction d'appuis

$$R_0 = qL/2 + \frac{\mu_0 - \mu_1}{l} + p + q_1 a$$

$$R_0 = 16.788 \times 1.35 + \frac{11.533 + 9.533}{l}$$

$$R_0 = R_2 = 52.1006 \text{ k}$$

$$R_1 = 16.788 \times 5.40 + 2 \times 20 + 15 \times 9 \times 0.55 \times 2 - (52.100 + 52.100)$$

$$R_1 = 41.807 \text{ k}$$

Moment fléchissant

x m	\eta tm
0.00	0.00
0.55	-11.533 tm
1.96	+45.3 tm
3.25	-9.533
4.50	+45.3 tm
5.95	-11.533
6.50	0.00

Effort tranchant

0.00	0.00
0.09	-1.386
	-21.876
0.55	-28.97
	+23.099
3.25	-21.069
	+21.005
5.95	-28.029
	+28.97
6.41	+21.886
	-1.386
6.50	0

Ferraillage

a) sollicitation

$$\eta = 15.533 \text{ tm} \quad \text{armature supérieure //}$$

caractéristiques géométriques

$$s = 1.75 \times 0.8 \text{ m} \times \text{m}$$

$$d = 1.215 \text{ m}$$

$$d' = 0.131 \text{ m}$$

$$\Gamma_{rb} = \frac{1}{2} \alpha (1 - \frac{\alpha}{\beta}) b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\Gamma_{rb} = 403.977 \text{ tm}$$

$$\Gamma_{ser} = 15.533 \text{ tm} < \Gamma_{rb} = 403.977 \text{ tm} \rightarrow A_s' = 0$$

$$\rho = \frac{30 \times 15.533}{17600 \times 1.215^2 \times 1.75} = 0.0166$$

$$d/\beta - d^2 - 0.0166 d + 0.0166 = 0$$

par itération $d = 0.12$

$$\text{donc } z = d(1 - d/\beta) = 1.215(1 - \frac{0.12}{1.75}) = 1.1664 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{\Gamma_{ser}}{z \sigma_s} = \frac{15.533}{1.1664 \times 17600} = 7.566 \text{ cm}^2$$

$$* A_s = 4 \text{ HA16} *$$

b) sollicitation

$$\eta = 45.3 \text{ tm}$$

Armature inférieure //

$$\Gamma_{rb} = 403.977 \text{ tm}$$

$$z = 1.08 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{\Gamma_{ser}}{z \sigma_s} = \frac{45.3}{1.08 \times 17600} = 23.83 \text{ cm}^2$$

$$* A_s = 12 \text{ HA16} *$$

voir plan N° 1

On choisit alors pour

Armature supérieure

$$A_s = 4 \text{ HA16} \quad \text{phase 1}$$

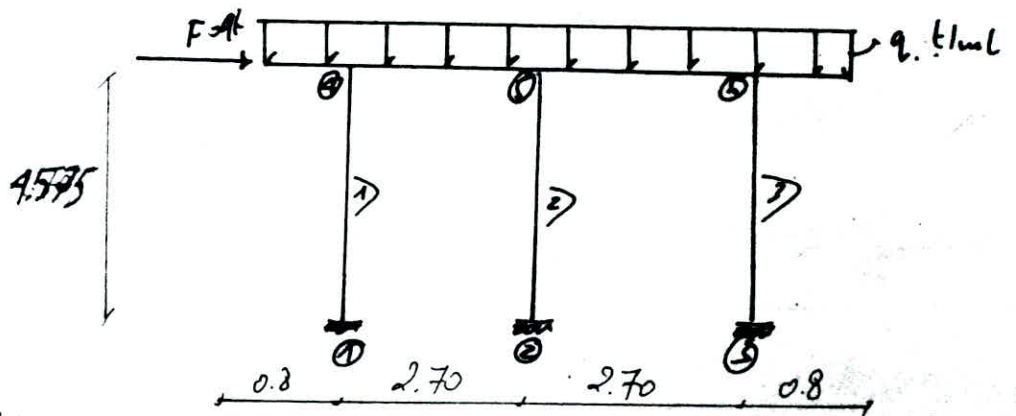
Armature inférieure

$$A_s = 12 \text{ HA16} \quad \text{phase 2.}$$

5.55 Calcul de la pile

La charge que reçoivent les trois piliers est, obtenue, après un calcul de descente de charge pour calculer donc les efforts à la base de chaque pilier on est donc ^{obligé} à calculer les efforts dans une structure rigide. En écrivant la relation $[k]\{\bar{u}\} = \{F\}$ puis en introduisant les conditions aux limites, la relation $[k]\{\bar{u}\} = \{F\}$ est applicable aux nœuds donc le vecteur force est équivalent aux forces nodales appliquées.

L'exemple mécanique nous montre le chargement d'un portique comme suit



caractéristiques géométriques :

barre	debut	Fin	Section m^2	surface m^2
1	1	4	0.3200	0.00920
2	2	5	0.3200	0.00920
3	3	6	0.3700	0.00910
4	4	5	1.0800	0.16400
5	5	6	1.0800	0.16400

charges

nœud	effort	t
4	N	9.0000
	T	-97.1710
	M	-6.3070
5	T	-19.2370
	T	-97.1710
6	T	-97.1710
	M	6.3070

137

Efforts dans les barres

barre	N t	T t	M t.m	N t	T t	M t.m
1	43.8715	2.8651	6.6977	-43.8715	-2.8651	6.4107
2	58.2515	3.0208	6.9288	-58.2515	-3.0208	6.8914
3	51.4570	3.1141	7.0679	-51.4570	-3.1141	7.1791
4	6.1349	-3.2445	-12.7173	-6.1349	3.2445	3.8686
5	3.1141	-4.2860	-10.7000	-3.1141	4.2860	-0.8721

Il est évident que les nœuds ne sont pas en équilibre et par conséquent ^{pour} par un nœud i on doit avoir somme des efforts égale à zéro pour établir l'équilibre il faut rajouter aux actions équivalentes les actions nodales résultantes des déplacements et de rotations.

Ferraillage de la pile

pileur 1:

Sollicitation

$$N1 = V1 + \text{pds propres}$$

$$N1 = 46,9805 + 1.4 \times 0.8 \times 0.4 \times 25 = 48.8877 \approx 49 \text{ t}$$

$$M1 = M_{G0} = 6.6977 \text{ tm}$$

La poutre est sollicitée en flexion composée, comme le calcul se fait à l'ECS il n'est pas nécessaire de faire le calcul de la stabilité de forme (flambement) ^{forme}

L'excentricité ^{mbt}

$$e_0 = \frac{M_{G0}}{N} = \frac{6.6977}{49} = 0.136 \text{ m}$$

$$e = h/6 = 0.066 \text{ m}$$

$e_0 > e$ le centre de pression est à l'intérieur du rayon central

alors la section est pratiquement comprimée

La réduction du moment M_{GA} à la nappe d'armature inférieure donne l'équation suivante

$$M_{GA} = M_{G0} + N(d - h/2)$$

$$M_{GA} = 6.6977 + 49(0.76 - 0.4/2)$$

$$M_{GA} = 10.57 \text{ tm}$$

DIAGRAMME DES EFFORTS DANS LA PILE

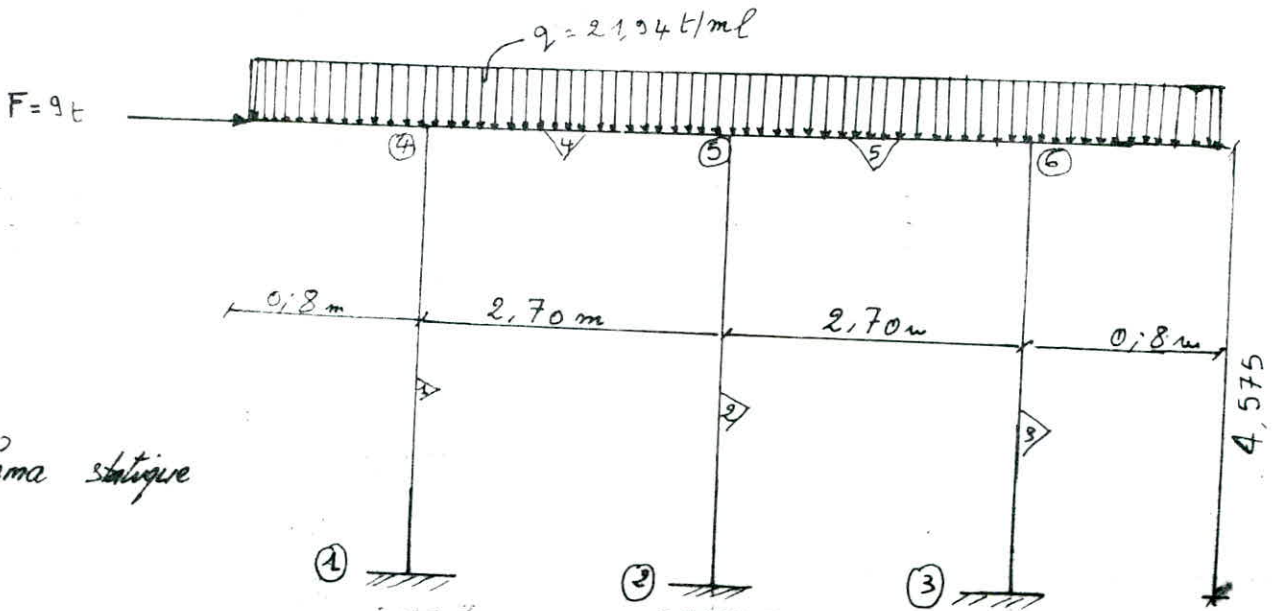


schéma statique

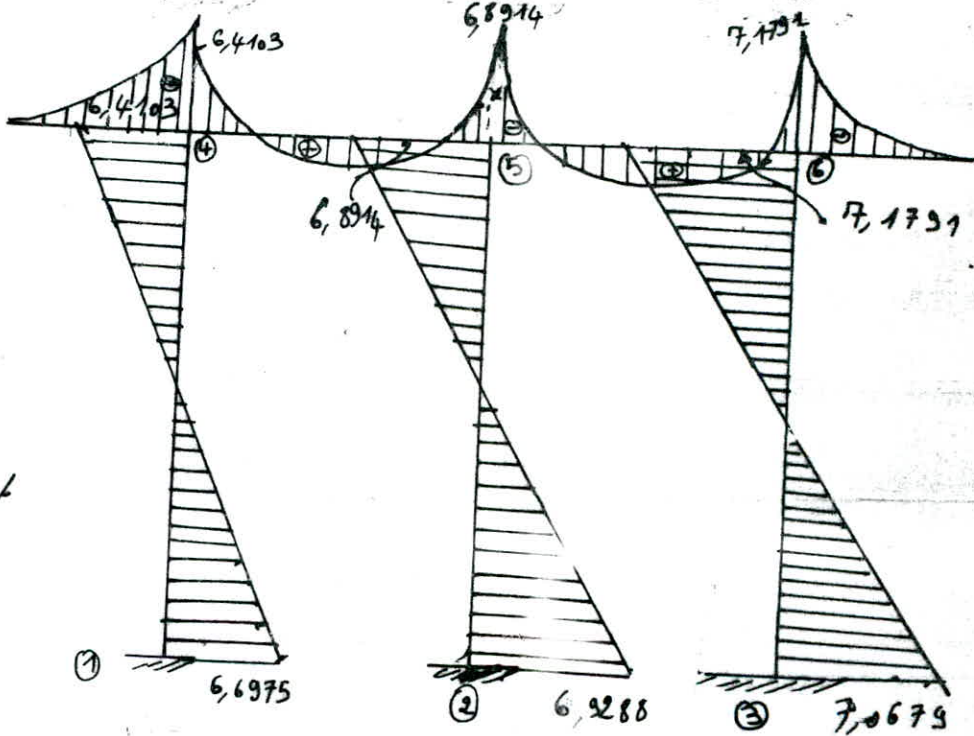
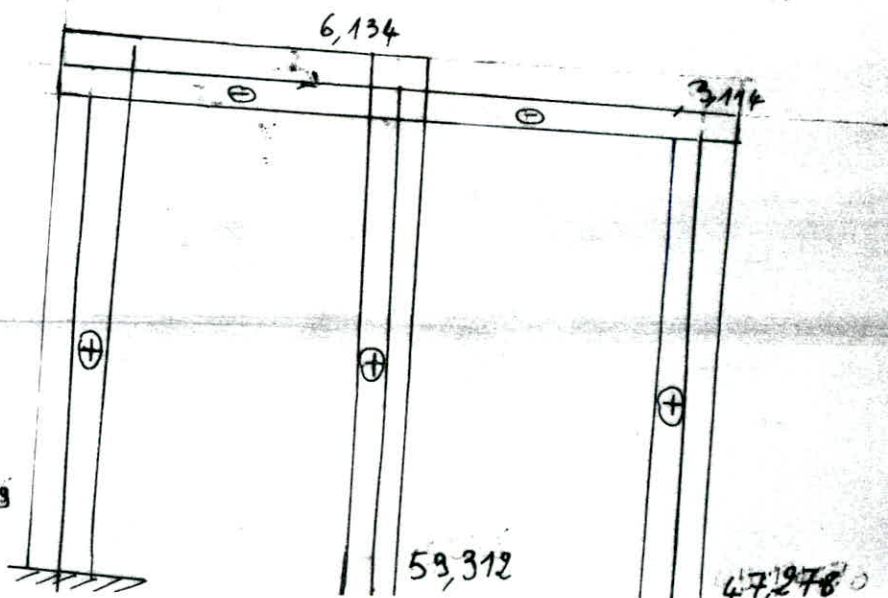


Diagramme du moment fléchissant (t.m)

Diagramme de l'effort normal (t.)



139

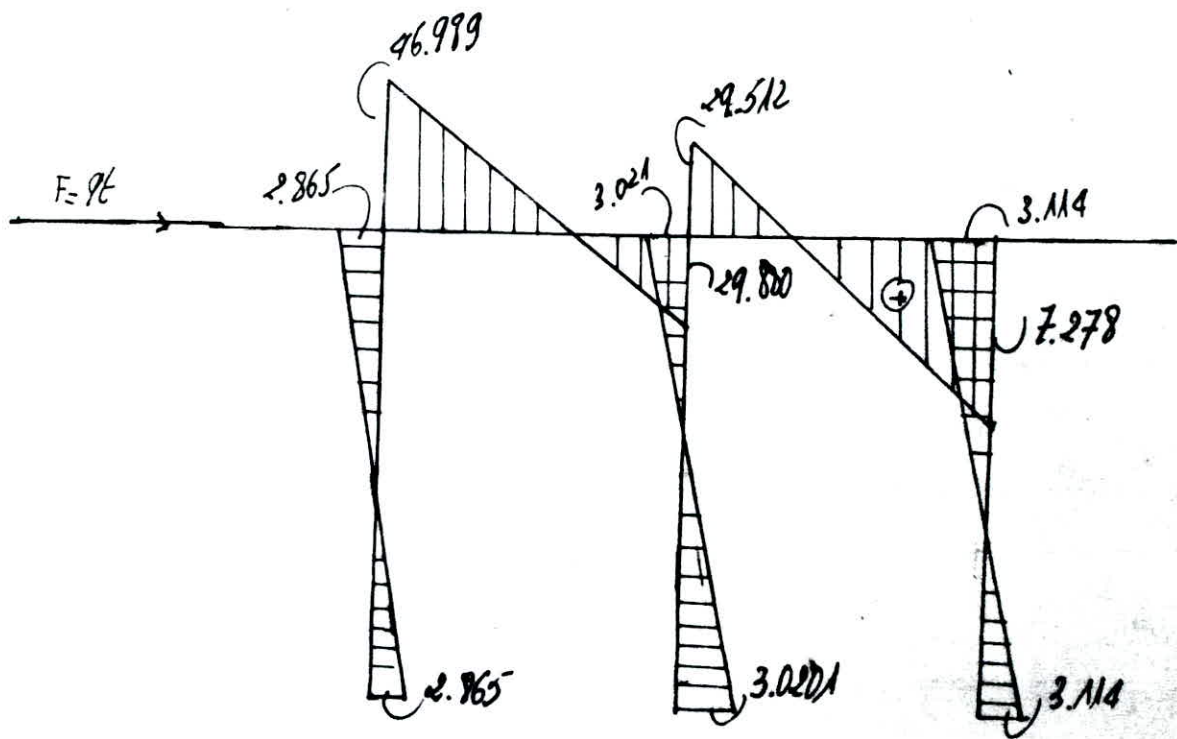


Diagramme de l'effort tranchant

moment résistant

$$M_{rb} = 0.8 \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = 35.465 \text{ tm}$$

$$M_{GA} = 14.830 \text{ t} < M_{rb} = 35.465 \text{ tm} \rightarrow A'_s = 0$$

calcul de l'armature A_s

$$A_s = \mathcal{A}_s - \frac{N}{\sigma_s}$$

$$\mathcal{A}_s = \frac{M_{GA}}{z \bar{\sigma}_s}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

calcul du pivot

$$\rho = \frac{30 \cdot M_{GA}}{b d^2 \bar{\sigma}_s}$$

$$\rho = 0.2308$$

$$d^3 - \alpha^2 = 0.2308 \times d + 0.2308 = 0$$

$$d = 0.4$$

$$z = 0.312 \text{ m}$$

$$\mathcal{A}_s = \frac{14.530}{17600 \times 0.312} = 26.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 26.46 - \frac{49.00}{17600} < 0 \rightarrow \text{La section est presque entièrement comprimée}$$

La section totale se calcule comme une section entièrement comprimée

$$A_s = A_{s \min} = \max \left\{ a_y; 0.2 \frac{B}{100} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ a_y \times 2 \times (0.40 \times 0.80); 0.2 \times \frac{40 \times 80}{100} \right\}$$

$$A_{s \min} = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{r} \text{ Lors } * \underline{A_s = 4HA16 + 1HA14} *$$

verification des contraintes: soit vérifier l'inégalité suivante

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{N}{I_h} + \frac{M}{B_h} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

B_h : section homogénéisée

I_h : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$e = h/2 = 0.2 \text{ m}$$

$$B_h = B_0 + 15 (A_6 + A'_6) = 0.4 \times 0.8 + 15 \times (0.00096) \times 2 = 0.3488 \text{ m}^2$$

$$I_h = \frac{bh^3}{12} + 15 (A_6 + A'_6) (d-y)^2$$

$$I_h = 0.9 \times 0.4^3 + 15 \times 0.00096 \times 2 \times (0.26 - 0.2)^2$$

$$I_h = 5.16 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

donc

$$\sigma_{bc} = \frac{14.53 \times 0.2}{5 \times 10^{-3}} + \frac{4.9}{0.3488} = 721.68 \text{ t/m}^2 < 1600 \text{ t/m}^2 \quad \frac{0.4}{7}$$

Poutre 2

sollicitation

$$N = 59.3120 + 1.4 \times 0.9 \times 4.50 = 61.315 \text{ t}$$

$$M = 11.93 \text{ tm}$$

excentricité $e_0 = \frac{6.930}{61.315} = 0.0999$

$$e = h/6 = 0.066 \text{ m}$$

$e_0 > e \rightarrow$ section partiellement comprimée

efforts $M_{GA} = 6.93 + 61.315 \times (0.26 - 0.2) = 16.7404 \text{ t.m}$

$$M_{GA} = 16.7404 \text{ tm} < M_{rb} = 35.465 \text{ tm} \rightarrow M'_s = 0$$

calcul de la section d'un mètre

$$P = 0.2935$$

$$x^2/3 - x^2 - 0.2935x + 0.2935 = 0$$

$$x = 0.43$$

$$z = 0.3082 \text{ m}$$

$$A_{rs} = \frac{16.7404}{0.3082 \times 17600} = 3.072 \text{ dm}^2 = 30.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 30.72 - \frac{61.315}{17600} < 0$$

donc la somme de la traction et la flexion compressive n'étant plus possible \rightarrow la section est presque entièrement comprimée

$$* \underline{A_s = A'_s = A_{s_{min}} = A + 11A_6 + 11A'_6} *$$

verification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{167.804 \times 0.2}{5.163} + \frac{61.315}{0.7488} = 844.95a < 1500 \text{ t/m}^2 \quad \text{ok}$$

on adapte donc

le calcul de ferraillage du poteau tri se fait comme les deux poteaux d'un cadoubte.
comme section d'armature $A_s = A'_s = A_{\text{min}} = 9.6 \text{ cm}^2$

$$* A_s = A'_s = \underline{4HA16 + 1HA14} *$$

voir plan N°1

Généralités et rappels sur les fondations.

Une fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles.

Connaissant bien la superstructure et ses charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part on peut calculer une semelle.

Dans un calcul de fondation on doit connaître la répartition des contraintes du béton sur le sol, cette répartition peut être uniforme ou trapézoïdale, il faut éviter le cas où il y a apparition de contraintes de traction.

Dimensionnement d'une semelle.

Une semelle est dimensionnée à partir de la condition suivante :

$$\sigma_{app} = \frac{Q}{S} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{q_0}{F}$$

avec: Q : charge appliquée à la semelle.

S : Section de la semelle.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol.

q_0 : Contrainte limite ou capacité portante.

F : Coefficient de sécurité compris généralement entre 3 et 4.

Concernant la contrainte du sol q_0 a été déjà calculée au paravent (voir calcul de la capacité portante lors du calcul de stabilité de l'élément appontement).

Semelle armée.

La semelle armée peut être calculer par deux façons:

1. par la méthode consol ou de R. D. M.
2. par la méthode ^{consol} des bielles.

Dans notre étude nous recommandons d'utiliser la méthode des bielles, car actuellement, elle est la plus employée.

Rappels sur la méthode des bielles:

Cette méthode énonce:

- que les charges sont transmises au sol à travers de bielles élémentaires qui se découpent dans la semelle pour rejoindre la base d'armature.

Le but de cette méthode est de déterminer la force de traction F dans l'armature $F = \int_0^F dF$

Procédé de calcul

Nous considérons un élément de surface $dx \times 1$ découpé par une billette et tendue et située à une abscisse x de l'axe de la semelle $d\phi$: réaction élémentaire au sol.

$$I d\phi = \int \frac{\phi dx}{A \times 1} \times 1$$

$$\Rightarrow d\phi = \frac{\phi dx}{A \times 1} = \frac{\phi}{A} dx$$

On raisonne par mètre linéaire

- En utilisant la propriété des triangles semblables, et par intégration, on trouve $F(x) = \frac{\phi A}{8 h_0} \left(1 - 4 \frac{x^2}{A^2}\right)$.

F_0 : force de traction maximale quand $x=0$

$$F(0) = F_0 = \frac{\phi A}{8 h_0}$$

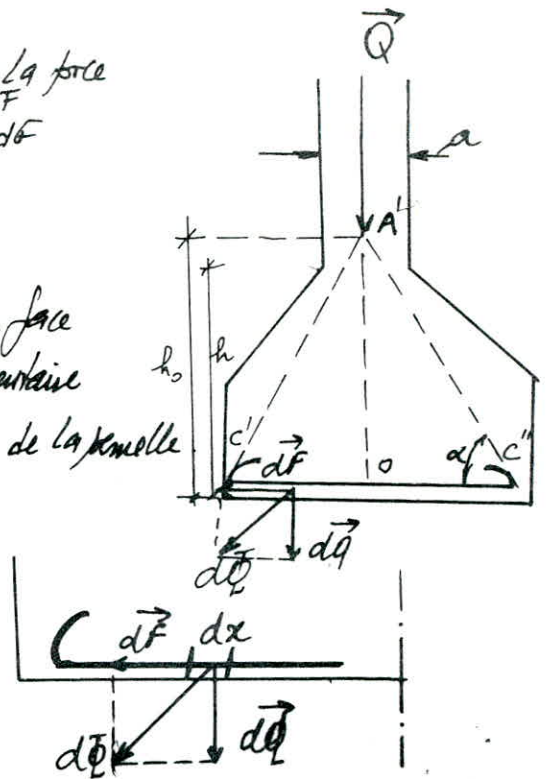
Par homothétie, on trouve $h_0 = \frac{A h}{A - a}$.

$$d'où F_0 = \frac{\phi A}{8} \times \frac{(A-a)}{A h} = \frac{\phi (A-a)}{8 h}$$

On pose $A' = \frac{F_0}{\sigma_a}$

ce qui donne: $A' = \frac{\phi (A-a)}{8 h \sigma_a}$

On a à faire à une semelle continue sans piliers; - On confectionne ce type de semelle lorsque les poteaux sont proches les uns des autres.



5.5.6 Calcul de la semelle

- a) Transversalement : Elle agit comme une semelle isolée par rapport à l'axe B
 B: distance entre 2 axes ; A: Largeur de la semelle

L'équilibre statique de la semelle est réalisé par la distribution des contraintes du béton dans le sol, c'est pour cette raison qu'il faut connaître la portance du sol (ou bien la charge admissible).

$$[\sigma] = \frac{q_0}{F_s} \quad ; \quad q_0 = \text{force portante}$$

* Données

$$\bar{\sigma}_s = q_0 / F_s = \frac{112.076}{3} = 37.358 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 17600 \text{ t/m}^2$$

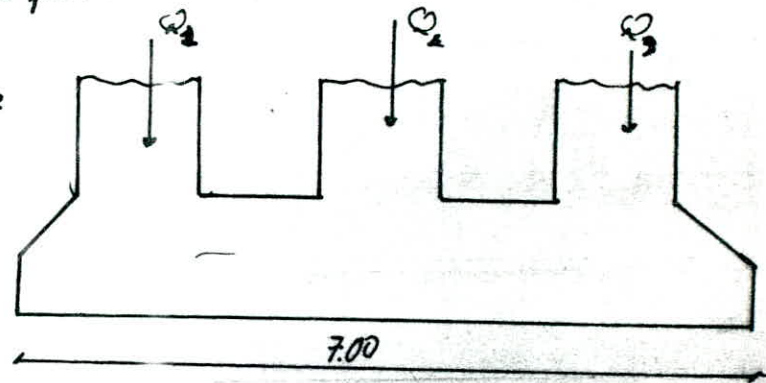
$$\bar{\sigma}_{uc} = 1500 \text{ t/m}^2$$

* On dispose des armatures HA

$$A = 1.80 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.80 \text{ m}$$

$$B = 2.33 \text{ m} \quad ; \quad b = 0.9 \text{ m}$$

$$h_f = 0.6 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.06 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.64 \text{ m}$$



* Calcul des armatures :

La première étape consiste à déterminer le diagramme des contraintes

sur le sol ($\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2$) On a :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q'}{A \cdot B}$$

Q' : Charge revenant à la semelle.

1. poteau central

$$\sigma(K/a) = \frac{Q}{A \cdot B} = \frac{60.267}{1.80 \times 2.33} = 14.37 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma(K/a) = 14.37 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 37.3586 \text{ t/m}^2 \quad \text{OK}$$

$q^1 = q = 10.37 \text{ t/m}^2$, diagramme rectangulaire

$$A'_{sc} = \frac{q(A-a)}{8h\sigma_s}$$

$$A'_x = \frac{60.267 \times (1.80 - 0.8)}{8 \times 0.19 \times 17600} = 7.93 \text{ cm}^2$$

$$\times A_s = 10 \text{ HA } 10 \times$$

2. poteaux derive

a. poteau 1: $N_1 = 41.99 \text{ t}$

$$\sigma_1 = \frac{q}{AB} = \frac{41.99 \text{ t}}{1.80 \times 4.33} = \sigma(A/a)$$

$$A'_x = \frac{41.99 \text{ t} \times (1.80 - 0.70)}{8 \times 0.19 \times 17600} = 6.035 \text{ cm}^2$$

$$\times A_s = 9 \text{ HA } 10 \times$$

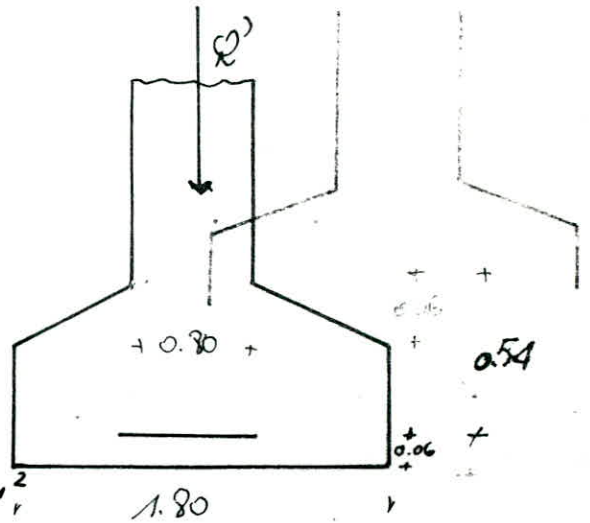
b. poteau 3: $N_3 = 53.300 \text{ t}$

$$\sigma_3 = \frac{q}{AB} = \frac{53.300}{1.80 \times 4.33} = \sigma(A/a) < \bar{\sigma}_s = 37.857 \text{ t/m}^2$$

$$A'_x = \frac{53.300 \times (1.80 - 0.70)}{8 \times 0.19 \times 17600} = 7.01 \text{ cm}^2$$

$$\times A_s = 9 \text{ HA } 10 \times$$

donc on prend le long de la semelle $A_s = 10 \text{ HA } 10 / 2.33 \text{ cm}$



Longitudinalement

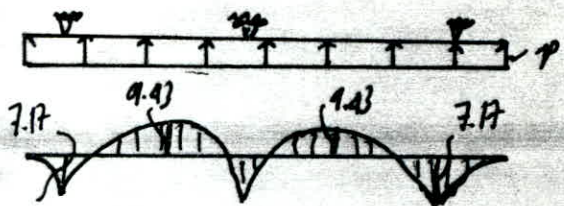
La semelle est considérée comme une poutre renversée, avec les poteaux comme des appuis (moment négatif) sur rappuis et le moment positif en travées.

La charge revenant à la poutre

$$G = 0.60 \times 1.80 \times 1.40 = 1.512 \text{ t/ml}$$

$$q = \frac{q_1 + q_2 + q_3}{7.00} = 22.77 \text{ t/ml}$$

$$P = G + q = 24.28 \text{ t/ml}$$



Calcul des efforts

Appiquant l'équation des trois moments

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left(\frac{u_i l_i}{l_i} + \frac{u_{i+1} l_{i+1}}{l_{i+1}} \right)$$

$$d = 0.8 \text{ m}$$

$$P = 24.28 \text{ t/mL}$$

$$\frac{u_i l_i}{l_i} = \frac{u_{i+1} l_{i+1}}{l_{i+1}} = \frac{P l^3}{24}$$

$$a_1 = b_1 = a = 1.35 \quad ; \quad L = 2.70 \text{ m}$$

$$M_0 = M_2 = -\frac{d^2}{2} \times P = -7.77 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \frac{1}{4} \left(-9l^2/2 - (M_0 + M_2) \right) = -18.24 \text{ t.m}$$

$$M(x)_{\text{max}} = 9.43 \text{ t.m}$$

* Armature Supérieure

$$M_{r-b} = 175.845 \text{ t.m} > M_{\text{max}} = 9.43 \text{ t.m} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1500 \text{ t/m}^2$$

$$b = 1.80 \text{ m}; \quad d = 0.54 \text{ m}$$

le pivot
$$\rho = \frac{30 \times 9.43}{1.80 \times 0.54^2 \times 17600} = 0.0306$$

$$\alpha^3 - \alpha^2 - 0.0306 \alpha + 0.0306 = 0$$

par itération on trouve $\alpha = 0.16$; $\xi = 0.4725 \text{ m}$;

$$A'_s = \frac{M}{\xi \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{9.43}{17600 \times 0.524} = 10.52 \text{ cm}^2$$

$$* \underline{A'_s = 7HA14} *$$

* Armature inférieure

$$M_{\text{max}} = 18.24 \text{ t.m} < M_{\text{crur}} = 175.845 \text{ t.m} \rightarrow A'_s = 0$$

le pivot
$$\rho = \frac{30 \times 18.24}{1.80 \times 0.54^2 \times 17600} = 0.05923$$

$$\alpha^3 - \alpha^2 - 0.05923 \alpha + 0.05923 = 0$$

$$\alpha = 0.268 \rightarrow \xi = 0.24 \left(1 - \frac{0.23}{3} \right) = 0.446 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{18.24}{0.446 \times 17600} = 20.785 \text{ cm}^2$$

$$* \underline{A_s = 14HA14} *$$

voir plan N°1

5.5.7 Etude de la culée

Définition : On appelle culée un appui d'extrémité d'un ouvrage, la culée joue un double rôle assuré l'appui du tablier d'une part, et le soutènement des terres d'autre part.

La culée est composée d'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, et d'un mur de garde greve qui sépare le remblai du tablier.

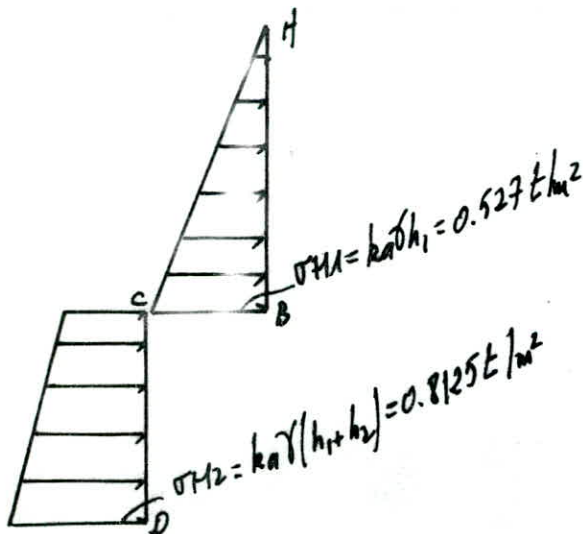
Les efforts agissant sur la culée sont :

- forces de poussées (pression latérale des terres)
- la butée, au pied etant négligeable, la bache sert seulement à s'opposer au glissement au niveau de la base.
- la charge Q reposant sur la fondation (Q : charge de la superstructure venant à la culée).

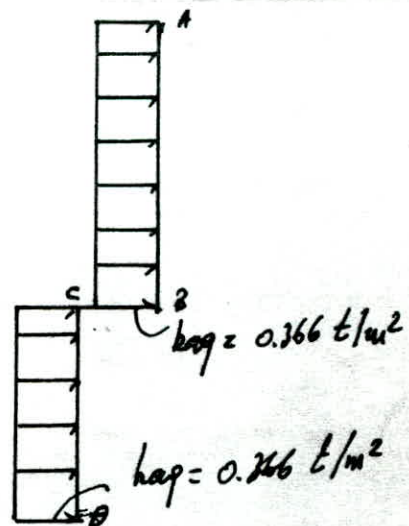
Calcul à la stabilité

Sous l'effet de la poussée des terres : Dans ce cas, la fonction de la culée est de reprendre la poussée des terres plus la surcharge $Q = 1.5 \text{ t/m}$, appliquée sur le remblai.

Diagramme des contraintes :



Contraintes dues au poids propre des terres



Contrainte due au surcharge

parement AB

$$F_{1a} = \frac{1}{2} k_a \gamma h_1^2 + k_a q h_1 = 0.755 \text{ t/mL}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{1aH} &= F_{1a} \cos 29 = 0.69 \text{ t/mL} \\ F_{1aV} &= F_{1a} \sin 29 = 0.3072 \text{ t/mL} \end{aligned} \right\}$$

parement CB

$$F_{2a} = \frac{1}{2} (k_a \gamma H_1 + k_a \gamma (H_1 + H_2)) H_2 + k_a q H_2 = 0.673 \text{ t/mL}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{2aH} &= F_{2a} \cos 29 = 0.6148 \text{ t/mL} \\ F_{2aV} &= F_{2a} \sin 29 = 0.2737 \text{ t/mL} \end{aligned} \right\}$$

Calcul de la charge Q

$$Q = \frac{138 \times 3.5}{6 \times 7} = 11.5 \text{ t/mL}$$

stabilité au renversement

L'axe de la rotation est choisi arbitrairement, soit le pt F

$$F_R = \frac{M_{stat}}{M_{reuv}}$$

M_{stat}: dues aux poids des terres plus poids de l'infrastructure

M_{reuv}: dues aux forces de poussée qui tendent à renverser la culée

$$M_{reuv} = 0.3162 \times (\frac{1}{2} \times 1.2 + 0.85) \cos 29 = 0.21664 \text{ t/mL}$$

$$0.4392 \times (0.6 + 0.85) \cos 29 = 0.3812 \text{ t/mL}$$

$$0.4381 \times (-0.280 + 0.85) \cos 29 = 0.02436 \text{ t/mL}$$

$$0.240 \times (-0.325 + 0.85) \cos 29 = 0.02 \text{ t/mL}$$

$$0.3162 \times 1.1 \times \sin 29 = 0.18 \text{ t/mL}$$

$$0.4392 \times 1.1 \times \sin 29 = 0.1968 \text{ t/mL}$$

$$0.4381 \times 1.85 \times \sin 29 = 0.3273 \text{ t/mL}$$

$$0.240 \times 1.85 \times \sin 29 = 0.1873 \text{ t/mL}$$

$$M_{stat} = 1.653 \text{ t/mL} + M_{reuv} \text{ dues aux de la partie } E_0 = 1000$$

$$\text{donc } M_{reuv} = 2.70 \text{ t.m/mL}$$

Moment stabilisant

- poids des terres qui revient sur le parement BC : $102 = 1.30 \times 0.75 \times 1.2 = 1.62 \text{ t/m}$

$$\text{donc } M_{stab}: 1.62 \times 1.475 = 2.389 \text{ t/mL}$$

$$0.30 \times 1.20 \times 2.5 \times 0.95 = 0.855 \text{ t/mL}$$

$$(0.65 \times 0.75 - 0.30 \times 0.00) \times 2.5 \times 1.00 = 1.341 \text{ t/mL}$$

$$11.5 \times 0.4 = 4.6 \text{ t/mL}$$

$$0.3 \times 0.75 \times (0.15 + 0.75) = 0.09975 \text{ t/mL}$$

$$\frac{2.389 + 0.855 + 1.341 + 4.6 + 0.09975}{-150 - 150} M_{st} = 9.284 \text{ t/mL}$$

stabilité au renversement

$$\bar{F}_R = \frac{\sum N_{st}}{\sum N_{rev}} = \frac{9.284}{2.70} = 3.437 > \bar{F}_R = 1.5 \quad \text{ok}$$

stabilité au glissement :

elle vérifiée par la condition suivante : $\frac{F_v}{F_H} \tan \phi \geq \bar{F}_g = 1.5$

F_v : résultante de forces verticales $F_H = 1.31 \text{ t/ml}$

Horizont $F_v = 13.62 \text{ t/ml}$

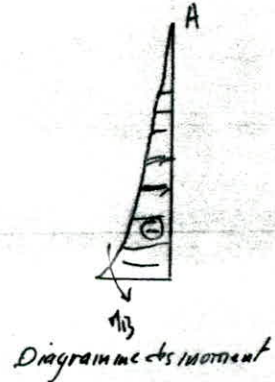
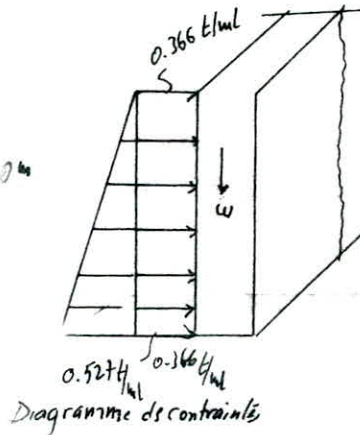
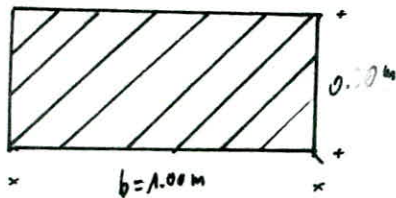
avec $\phi = 40^\circ$ (angle de frottement de l'assise)

$$\text{Donc } \frac{F_v}{F_H} \tan \phi = \frac{13.62}{1.31} \tan 40 = 8.37 > \bar{F}_g = 1.5 \quad \text{ok}$$

Ferraillage du parement AB,

Le parement AB est étudié comme une console encastrée dans le mur. Cette console est soumise à un chargement trapézoïdale des rayons de poussées et à son poids propre ω . On ferraille le parement pour 1m de longueur.

La section à considérer est :



Les efforts maximaux à l'encastrement sont :

$$M_B = -(0.527 \times 1.20 \frac{1.20}{6} + 0.366 \times 1.20 \frac{1.20}{2}) = -0.39 \text{ t.m}$$

$$T_B = 0.527 \times 1.20 \frac{1}{2} + 0.366 \times 1.20 = 0.7534 \text{ t}$$

$$N_B : \omega \text{ (effort norm)} = 0.9 \text{ t}$$

La section étant sollicitée en flexion composée

$$N_{G0} = N = 0.9 \text{ t} ; M_{GA} = N_{G0} + N(d - h/2)$$

$$M_{G0} = 0.39 \text{ t.m} ; M_{GA} = 0.39 + 0.9(0.27 - 0.15) = 0.498 \text{ t.m}$$

-198-

L'excentricité $e_0 = \frac{M_{cp0}}{N} = \frac{0.39}{0.9} = 0.433 > \frac{h}{6} = 0.05 \text{ m}$ le centre de pression est à l'extérieure des deux traces de nappe d'armatures ou bien à l'extérieure du noyau central, de plus l'effort normal n'est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée, la résolution revient à assimiler la FC à la F.S

calcul des moment résistant

$$M_{rb} = 0.5 \bar{\alpha} (1 - \bar{\alpha}/\beta) \times b \cdot d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 285.155 \text{ t.m}$$

$$\eta = 0.498 \text{ t.m} \Rightarrow M_{rest} = 285.195 \text{ t.m}$$

$$\text{donc } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{0.498}{17600 \times 0.236} = 1.199 \times 10^{-9} \text{ m}^2 < A_{smin}$$

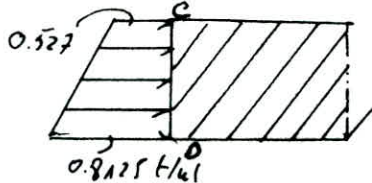
donc on prend

$$A_s = A_s' = A_{smin} = 0.236 b d \frac{f_{ct28}}{f_c} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$* A_s = 4HA6 *$$

* Ferrailage du Parment CD

La poussée sur le parment CD est faible voir la trajectoire CD



$e_D = 0.65 \text{ m}$ pour cela on adoptera pour le ferrailage, un ferrailage calculer pour la fondation.

* Ferrailage de la Fondation

La charge Q revenant à la base de la fondation est excentrée $Q = F_V = 12.6 \text{ t}$

$$M_{result} = M_{lab} - M_{rem} = 6.584 \text{ t.m}$$

$$d = \frac{M_{result}}{F_V} = 0.522 \text{ m}; B = EF = 1.12 \text{ m}$$

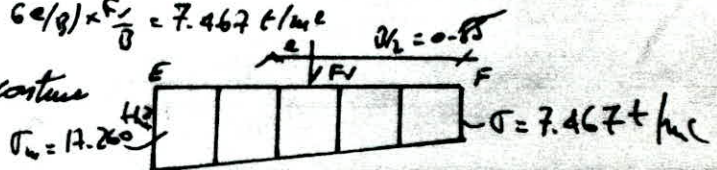
$$e = -d + \frac{B}{2} = 0.066 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.1833 \text{ m}$$

donc F_V passe par dans le tiers centrale

$$\sigma_{max} = \frac{F_V}{B} (1 + 6e/B) = 17.260 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = (1 - 6e/B) \times \frac{F_V}{B} = 7.467 \text{ t/m}^2$$

La fondation est calculée, comme une maquette continue sous mur.



La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_s = 37 \text{ t/m}^2$

donc $\sigma_{max} = 17.26 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 37 \text{ t/m}^2$

Le diagramme de contrainte ne présente pas des contraintes de traction donc la fondation nécessite seulement un ferrailage for faitaire soit

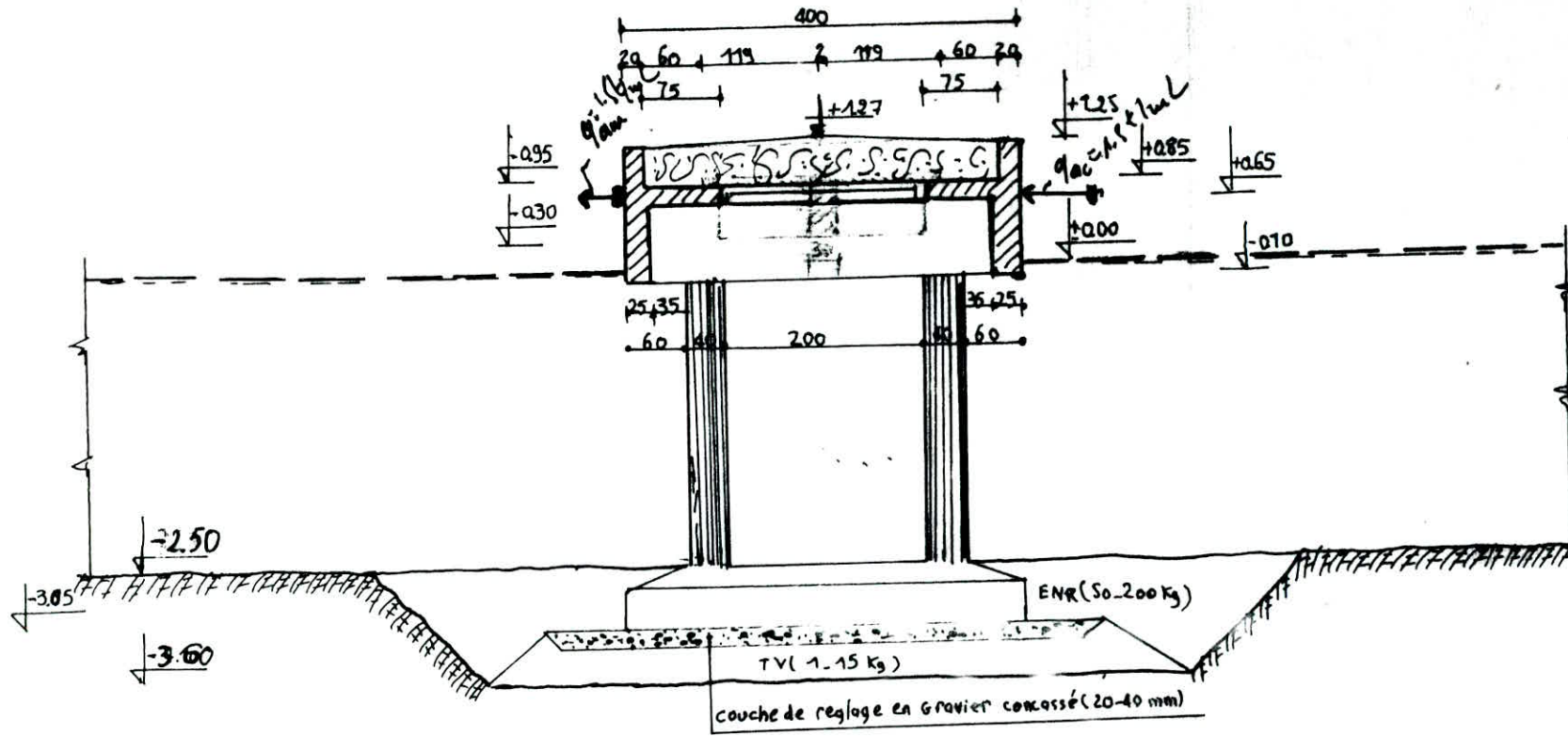
6 HA10 tous les 15 cm soit un espacement de 15 cm

Acier de répartition

On prend HA8 avec un espacement 15 cm.

voir plan N° 2

Appontement à -2.50: (petit-metier)



154

5.6 Note de calcul de L'appontement à - 2.10 m

5.6.1 Calcul à la stabilité

	effort vertical [t]	bras de levier x [m]	moment statiq [tm]	effort horiz [t]	bras de levier y [m]	moment renvers [tm]
Poids propre						
- dalle	14.76	2.00	29.52			
- Predalle	2.539	2.00	5.078			
- Pile	1.4128	2.00	2.8256			
- chariotte	4.7328	2.00	9.4656			
- Postre derive	8.968	2.00	17.936			
- semelle	5.46	2.00	10.96			
G	37.7726	2.00	75.545			
surcharge	306	2.00	60.00			
F _{am}				7.5	4.3	32.25
F _{acc}				7.5	3.6325	27.24375
				3.77726	3.41226	12.78399
Σ						
Σ _{stat}	+0.19					
	+0.079					
	-2.64408	2.00	5.28816			
G + 1.5P + A _{acc} + A _{am}	82.7726	2.00	165.5452	15.00	4.90	69.50
G + P + A _{acc} + A _{am} + S _I	65.128	2.00	130.256	18.7726	4.12	77.369

Combinaison : $G + 1.5Q + A_{acc} + A_{am}$

a. Sécurité au renversement

$$\frac{M_{st}}{M_{res}} = \frac{165.5452}{69.50} = 2.3669 \quad OK$$

b. Sécurité au glissement

$$\frac{V}{H} \geq \phi = \frac{82.7726}{15} \geq 40 = 0.63029 \quad OK$$

c. Sécurité au poinçonnement

$$M_{resul} = M_{st} - M_{res} = 165.5452 - 69.50 = 101.0452$$

$$\text{L'excentricité } d = \frac{M_{resul}}{F_v} = \frac{101.0452}{82.7726} = 1.22076 \text{ m}$$

$$e = \frac{D}{2} - d = \frac{9}{2} - 1.22076 = 0.779 \text{ m}$$

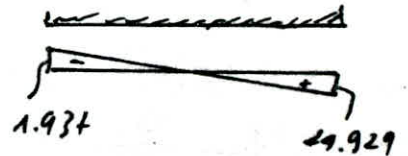
$$e = 0.779 \text{ m} < \frac{D}{6} = \frac{9}{6} = 0.77 \text{ m}$$

$$\text{Contrainte } \sigma = \frac{F_v}{B L} (1 + 6e/B)$$

$$B = 4.00 \text{ m} ; L = 1.80 \text{ m}$$

$$\sigma_{min} = \frac{82.7726}{4 \times 1.80} (1 - 6 \times \frac{0.779}{4.00}) = -1.937 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{82.7726}{4 \times 1.80} (1 + 6 \times \frac{0.779}{4.00}) = 29.929 \text{ t/m}^2$$



Donc il y a nécessité d'armature (voir ferrailage de la semelle).

d. Calcul de la portance

La semelle isolée et charge inclinée $D = 4.00 \text{ m} ; L = 1.80 \text{ m}$

$$q_0 = 1.1 \times B \times N_q \times \gamma \times E_{q0} + 1.1 \times N_q \times E_q \times E_{q1} + CN \times E_c \times E_{c1}$$

$$N_q = e^{\gamma \phi} \times \gamma^2 \times (\frac{1}{4} - \phi^2) \rightarrow N_q = 69.20$$

$$N_q = 1.8 (N_q - 1) \times \gamma^2 = \rightarrow N_q = 95.45$$

$$E_{q0} = (1 - 0.2 \frac{B}{L}) = 1 - 0.2 (\frac{4.00}{1.80}) = 1 - 0.2 \times \frac{4.00}{1.80} = 0.7222$$

$$E_q = 1.$$

$$E_{q1} = \left[1 - \frac{VH}{V + 1.647H} \right]^2 = \left[1 - \frac{1.00}{82.7726} \right]^2 = 0.6704$$

$$E_{c1} = \frac{E_c}{E_c} = 0.5429$$

$$q_0 = 1.1 \times 0.5 \times 2.992 \times 95.45 \times 0.7222 \times 0.5429 + 69.20 \times 0.6704 \times 1 \times 0.85 \times 1.1 = 77.23 \text{ t/m}^2$$

$$q_0 = 77.323 \text{ t/m}^2$$

$$q = \frac{F_v}{B^2} = \frac{82.7726}{2.442 \times 1.8} = 18.830 \text{ t/m}^2$$

Le coefficient de sécurité

$$F = \frac{q_0}{q} = \frac{77.323}{18.830} = 4.106 \quad \underline{OK}$$

Combinaison $G + P + H_{acc} + A_{sur} + S_I$

a. sécurité au renversement

$$\frac{M_{st}}{M_{rev}} = \frac{130.5452}{77.369} = 1.68 \quad \underline{OK}$$

b. sécurité au glissement

$$\frac{V}{H} \leq \phi_2 = \frac{65.128}{18.7426} \leq 4.0 = 2.911 \quad \underline{OK}$$

c. sécurité au poinçonnement

$$R_{pout} = M_{st} - M_{rev} = 130.254 - 77.369 = 52.885 \text{ t.m}$$

l'excentricité

$$d = \frac{M_{pout}}{F_v} = \frac{52.888}{65.128} = 0.812 \text{ m}$$

$$e = D/2 - d = \frac{4.00}{2.00} - 0.812 = 1.1824 \text{ m}$$

$$e = 1.1824 \text{ m} > D/6 = 0.666 \quad \text{La force passe par le tiers central}$$

calcul de la contrainte

$$\sigma_{min} = \frac{65.128}{4 \times 1.80} \left(1 - \frac{6 \times 1.1824}{4.00} \right) = -7.07 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{65.128}{4 \times 1.80} \left(1 + \frac{6 \times 1.1824}{4.00} \right) = 25.163 \text{ t/m}^2$$

d. calcul de la portance du sol

$$N_q = 60.20 ; N_f = 95.45 ; \xi_q = 1 ; \xi_f = 0.8183$$

$$\xi_{q_i} = \left(1 - \frac{18.7426}{65.128} \right)^2 = 0.1065$$

$$\xi_{f_i} = \frac{3/2}{\xi_q} = 0.76054$$

$$q_0 = 1.1 \times 0.1 + 95.45 \times 0.8183 \times 0.36054 \times 1.6352 + 0.85 \times 1.1 \times 60.20 \times 1 \times 0.1065$$

$$q_0 = 44.999 \text{ t/m}^2$$

-157-

$$q = \frac{65.128}{1.6352 \times 1.8} = 22.1279 \text{ t/m}^2$$

coefficient de sécurité

$$K = \frac{q_0}{q} = \frac{44.999}{22.1279} = 2.0336 \quad \underline{OK}$$

5.6.2 Calcul des éléments dalles

* La distance entre joints étant prise à 1800 mm le tablier étant décomposé en panneaux x dalles.

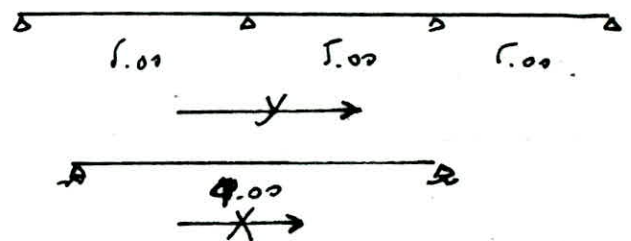
a. Description

- $l_y = 9.200 \text{ m}$;

entre rue

- $l_x = 2.00 \text{ m}$

entre rue



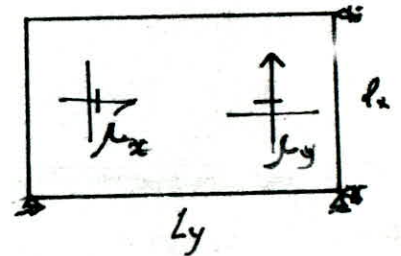
$$\beta = \nu = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.00}{9.2} = 0.47 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens (x, y);}$$

$$\gamma_x = 0.099$$

$$M_{0x} = \gamma_x p l_x^2$$

$$\gamma_y = 0.363$$

$$M_{0y} = \gamma_y p l_x^2$$



Combinaison des actions

$$G = 2.1 \times 0.3 = 0.72 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1.5 \text{ t/m}^2$$

$$q = G + P = 0.72 + 1.5 = 2.22 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = 0.099 \times 2.22 \times 2.00^2 = 0.879 \text{ tm/ml}$$

$$M_{0y} = 0.363 \times 2.22 \times 2.00^2 = 3.19 \text{ tm/ml}$$

Pour la répartition des moments en travée et sur appuis, on se réfère à la condition suivante

Regle BAEL

$$\left\| \begin{array}{l} \text{moment} \\ \text{fléchissant} \end{array} \right\| \left\| \begin{array}{l} \frac{M_w + M_e}{2} + M_T \geq 1.25 \times M_0 \\ M_w = R_w M_0 \\ M_e = R_e M_0 \\ M_T = R_T M_0 \end{array} \right.$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{effort} \\ \text{tranchant} \end{array} \right\| \left\| \begin{array}{l} T_a = T_0 \\ T_e = 1.1 \times T_0 \end{array} \right.$$

1. moment selon Ly

$$M_{a1} = 0.3 \times 0.319 = 0.0957 \text{ tm/ml}$$

$$M_{a2} = 0.5 \times 0.319 = 0.159 \text{ tm/ml}$$

$$M_{t_{1,2}} = 0.85 \times 0.319 = 0.271 \text{ tm/ml}$$

$$M_{t_{2,3}} = 0.75 \times 0.319 = 0.239 \text{ tm/ml}$$

$$M_{a3} = 0.5 \times 0.319 = 0.1595 \text{ tm/ml}$$

$$M_{t_{3,4}} = 0.8 \times 0.319 = 0.271 \text{ tm/ml}$$

$$M_{a4} = 0.5 \times 0.319 = 0.0917 \text{ tm/ml}$$

2. effort tranchant selon Ly



Ferraillage selon Ly

a. $M_{t_{max}} = 0.271 \text{ tm/ml}$

le pivot $\bar{\alpha}_t = 0.561$

$H_t = 0.30 \text{ m}$; $b = 1.00 \text{ m}$; $d = H_t - \frac{H_t}{10} = 0.27 \text{ m}$

$M_{rb} = \frac{1}{2} (1 - \frac{2}{3}) b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 22.769 \text{ tm/ml}$

$M_{max} = 0.271 \text{ tm/ml} < 22.769 \text{ tm/ml} \rightarrow A_s = 0$

le pivot $\rho = \frac{30 \times 0.271}{17600 \times 0.27^2} = 0.0063$

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha^2 - d^2 \cdot 0.0063 \alpha + 0.0063 &= 0 \end{aligned} \right.$$

$\alpha = 0.43$

$\epsilon_b = (1 - \frac{0.43}{3}) \times 0.27 = 0.231 \text{ m}$

$A_{syt} = \frac{0.271}{17600 \times 0.231} = 0.0006 \text{ m}^2/\text{ml}$

$H_{min} = 8d = 8 \times 0.27 = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

* $A_{syt} = 3 \text{ MA10}$ *

Sur le long de la poutre on choisit un ferraillage par faiblerie A_{smin}
calcul des espacement $S_t = 33 \text{ cm}$;

Ferraillage selon Lx:

$M_{t_{max}} = 0.879 \text{ tm/ml}$

$M_{rb} = 22.769 \text{ tm/ml}$

$$\gamma_{max} = 0.879 \text{ tm/ml} < \gamma_{rb} = 22.769 \text{ tm/ml} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{le pivot } \left\{ \begin{aligned} \rho &= \frac{30 \times 0.879}{17600 \times 0.27^2} = 0.0205 \\ \alpha^{3/3} - \alpha^2 - 0.0205\alpha + 0.0205 &= 0 \end{aligned} \right.$$

$$\alpha = 0.99 \approx$$

$$z_s = (1 - \alpha/3) d_x = (1 - \frac{0.99}{3}) \times 0.27 = 0.2259 \text{ m}$$

$$A_{sx} = \frac{0.879}{0.2259 \times 17600} = 0.00221 \text{ cm}$$

$$A_{sx} = 3HA10$$

Sur le long de la poutre on choisit un ferrailage forfaitaire A_{smin}
calcul des espacement $S_x = 33 \text{ cm}$.

Disposition constructive selon Ly (BAEL.B721)

$$l_1 = \max(l_y; l_a)$$

$$l_2 = \max(l_1/2; l_a)$$

ancrage, droit

$$e_a = 40\phi = 40 \text{ cm}$$

$$\text{rive } k_a = 0.3 ; A = 0.05 + 0.3 \times 0.5 = 0.175$$

$$l_1 = \max(0.14 \times 4.2; 0.4) = 0.588 \text{ m}$$

$$l_2 = \max(\frac{0.588}{2}; 0.4) = 0.4 \text{ m}$$

$$\text{inter } l_1 = \max(0.175 \times 4.2; 0.4) = 0.735 \text{ m}$$

$$l_2 = \max(\frac{0.735}{2}; 0.4) = 0.4 \text{ m}$$

Disposition constructive selon Lx

ancrage, droit

$$e_a = 40\phi = 40 \text{ cm};$$

5.63 Calcul de la prédalle

Les pré-dalles sont des éléments préfabriqués qui se calculent comme des panneaux de dalles isolées, pour le béton non fissuré le coefficient de poisson est égal à 0.2 ($\nu = 0.2$)
Soit le coefficient $\mu = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.00}{4.200} = 0.47 > 0.4$ donc la dalle porte dans les deux sens. Selon les règles BPEL, les moments fléchissants isostatiques calculés au milieu ont pour expression

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = \mu_y \mu_x q l_x^2$$

pour $\mu = 0.47$ on trouve les valeurs suivantes;

$$\mu_x = 0.099$$

$$\mu_y = 0.363$$

μ_x, μ_y valeurs tabulées

Calcul de la charge q

q est obtenue en ajoutant au poids propre de la dalle, le poids propre de la dalle plus la surcharge d'exploitation qui est estimée à 2.5 t/m^2

$$q = 0.10 \times 2.5 + 1.5 + 0.3 \times 2.5 = 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\times q = 2.5 \text{ t/m}^2$$

donc les moments fléchissants

$$M_{0x} = 0.099 \times 2.5 \times 1.00^2 = 0.249 \text{ t/m}$$

$$M_{0y} = 0.363 \text{ t/m}$$

Ferraillage selon l_x :

$$b = 1.00; l_c = 0.10 \text{ m}; d' = 0.02 \text{ m}; d = 0.08 \text{ m.}$$

$$M_{\text{max}} = 0.249 \text{ t/m}$$

moment constant

$$M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{0.541}{3}\right) \times \frac{2.08^2}{2} \times 1.00 \times 1500 = 2.77 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{cr}} = 0.249 \text{ t/m} < 2.77 \text{ t/m} \rightarrow A_s = 0$$

le pivot

$$\rho = \frac{20 \times 0.249}{17600 \times 0.09} = 0.208$$

$$\alpha \frac{3}{3} - \alpha^2 - 0.208 \alpha + 0.208 = 0$$

$$\alpha = 0.5$$

$$d_b = \left(1 - \frac{0.5}{3}\right) d = 0.075$$

$$A_s = \frac{0.44}{17600 \times 0.075} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$* A_s = 7 \text{ HA } 12 *$$

verification des armatures min

$$A_{s \text{ min}} = 8d \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 0.809 \text{ cm}^2$$

calcul des espacements

$$s_t = 14.28 \text{ cm} < 45 \text{ cm} = s_{t \text{ max}} \quad \frac{0.7}{2}$$

Ferraillage selon Ly

$$\bar{\alpha} = 0.561; \quad d_y = 0.09 \text{ m}; \quad \rho_r b = 2.77 \text{ tm/m}$$

le pivot

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{0.759 \times 20}{17600 \times 0.09^2} = 0.075 \\ \alpha \rho - \alpha^2 = 0.075 \alpha + 0.075 = 0 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0.39$$

$$z_b = (1 - \alpha/3) d_y = 0.0783 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0.3190}{17600 \times 0.0783} = 2.598 \text{ cm}^2$$

$$* A_s = 4 \text{ HA } 10 *$$

calcul des espacements:

$$s_t = 25 \text{ cm} < s_{t \text{ max}} = 45 \text{ cm}; \quad \frac{0.7}{2}$$

~~V~~ ~~HA~~ ~~10~~

5.6.4 Calcul de la poutre de rive

1. Phase de construction

* Centre de gravité de la poutre de rive $(x, y) = (0.266, 0.572)$

La poutre à considérer est prise entre axes est égale à 5.00 m

La section $S = 0.2 \times 0.95$ m²

$d = 0.19$ m

sollicitation

pbs propre $G = (0.4 \times 0.2 + 0.95 \times 0.2 + 0.25 \times 0.75) \times 2.5 = 1.14$ t/ml

Surj de la dalle $P = 0.75 \times 0.4 \times 2.5 = 0.75$ t/ml

combinaison des sollicitation

$$q = G + P = 0.75 + 1.14 = 1.89 \text{ t/ml}$$

efforts

moment flechissant $M = qL^2/8 = 1.89 \times 5^2/8 = 5.906$ tm

effort tranchant $T = qL/2 = 1.89 \times 5/2 = 4.725$ t

Ferraillage de la poutre de rive phase de construction

$\bar{\alpha} = 0.561$; $\bar{\sigma}_s = 17600$ t/m²; $\bar{\sigma}_{bc} = 1500$ t/m²

moment résistant $M_{rb} = \bar{\alpha}(1 - \bar{\alpha}/\beta) d \bar{\sigma}_{bc} = 10.528$ tm

$$M = 5.906 \text{ tm} < M_{rb} = 10.528 \text{ tm} \rightarrow A_s = 0$$

Le pivot

$$p = \frac{30 \times 5.906}{17600 \times 0.19^2 \times 0.95} = 0.327$$

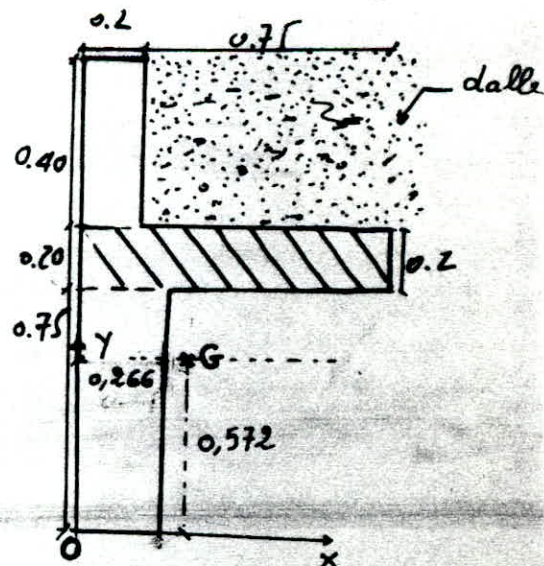
$$\alpha/\beta - \eta^2 = 0.327 \eta + 0.327 = 0$$

$$\alpha = 0.55$$

$$z_s = (1 - \alpha/\beta) d = 0.147 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{5.906}{0.147 \times 17600} = 0.0019557 \text{ m}^2$$

$$* A_s = 10 \text{ HA16} *$$



Etude à la torsion

excentricité d :

centre de gravité de la dalle $x = 0.172 \text{ m}$

" " de la poutre dérivée $x = 0.266 \text{ m}$

$$d = 0.172 - 0.266 = 0.306 \text{ m}$$

$$\text{La charge } p = 0.75 \times 5 = 3.75 \text{ t}$$

$$\text{moment de torsion } T_u = pd = 3.75 \times 0.306 = 1.1475 \text{ tm.}$$

$$t_0 = a/b = \frac{0.2}{6} = 0.033 \text{ m}$$

La contrainte tangentielle due au moment de torsion $\tau = \frac{T}{2.260}$

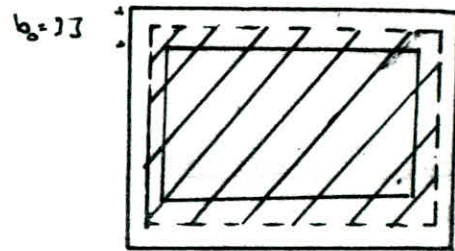
caractéristiques géométriques:

$$t_0 = a/b = \frac{0.2}{6} = 0.033 \text{ m}$$

$$b' = b - t_0 = 0.095 - 0.033$$

$$a' = a - b_0 = 0.2 - 0.033$$

$$I_2 = b' \times a' = 0.1528 \text{ m}^2$$



$$\text{La contrainte } \tau_T = \frac{T}{2.27 b_0} = \frac{1.1475}{2 \times 0.095 \times 0.033} = 113.785 \text{ t/m}^2$$

contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant

$$\tau_{Eu} = \frac{T_{max}}{2bd} = \frac{0.725}{2 \times 0.095 \times 0.18} = 13.815 \text{ t/m}^2$$

$$\tau = \tau_T + \tau_{Eu} = 13.815 + 113.785 = 127.60 \text{ t/m}^2$$

$$\tau = 127.6 \text{ t/m}^2 < 0.1 f_{ct} = 250 \text{ t/m}^2 \text{ et } \tau = 127.6 \text{ t/m}^2 < 300 \text{ t/m}^2$$

OK

2. Phase de service

Dans cette phase on considère un système de poutres continues

$$l_1 = l_2 = l_3 = 5.00 \text{ m}$$

$$\text{section } S = 0.95 \times 0.6$$

$$d = h_t - h_{t/10} = 0.54 \text{ m}$$

Sollicitation poids propre de la poutre dérivée $G = 1.14 \text{ t/m}$

surcharge de la dalle $P_1 = 0.75 \times 0.4 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}$

surcharge d'exploitation $P_2 = 1.5 \times 0.95 = 1.425 \text{ t/m}$

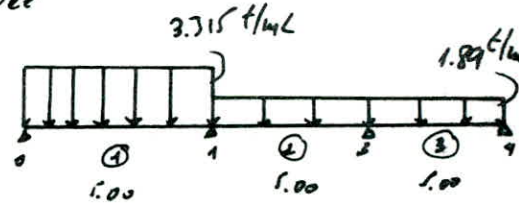
cinq cas peuvent se présenter lors du chargement de la poutre dérivée

1^{er} Cas : on charge uniquement la 1^{ère} travée

combinaison

$$q_2 = G + P_1 = 1.89 \text{ t/ml}$$

$$q_1 = G + P_1 + P_2 = 3.315 \text{ t/ml}$$



voir 45bis

Soit l'équation générale des trois moments

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left(\frac{r_{i+1} l_i^2}{l_i} + \frac{r_i l_{i+1}^2}{l_{i+1}} \right)$$

pour une position x donnée

$$M(x) = \mu(x) + M_{i-1} (1 - x/l_i) + M_i x/l_i$$

Appliquant cette équation, aux appuis 1 et 2

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{r_1 \times q_1}{l_1} = \frac{q_1 l^2}{8} \times \frac{2}{3} l \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{l} = \frac{q_1 l^3}{24} \\ \frac{r_2 \times q_2}{l_2} = \frac{r_2 \times q_2}{l_2} = \frac{q_2 l^2}{8} \times \frac{2}{3} l \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{l} = \frac{q_2 l^3}{24} \end{array} \right.$$

on aboutit au système suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} 4M_1 + M_2 = -6 l^2 / 24 \times q_1 \\ M_1 + 4M_2 = -6 l^2 / 24 \times q_2 \end{array} \right.$$

alors $\left\{ \begin{array}{l} M_1 = -7.101 \text{ t.m} \\ M_2 = -4.131 \text{ t.m} \end{array} \right.$

$$r_{\max} = 7.112 \text{ t}$$

$$r_{\min} = -7.101 \text{ t.m}$$

calcul de l'effort tranchant au niveau des appuis

Travée 1 $\left\{ \begin{array}{l} T_{01} = q_1 l/2 + \frac{M_0 - M_1}{l} = 6.967 \text{ t} \\ T_{10} = -q_1 l/2 + \frac{M_0 - M_1}{l} = -9.707 \text{ t} \end{array} \right.$

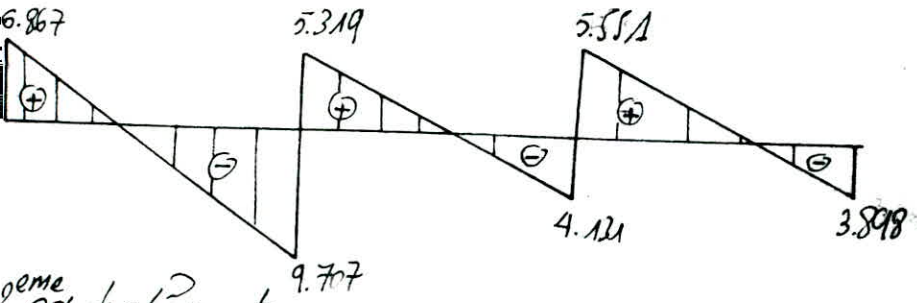
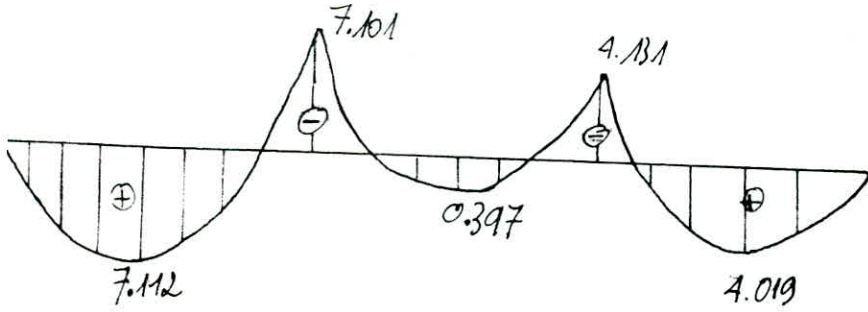
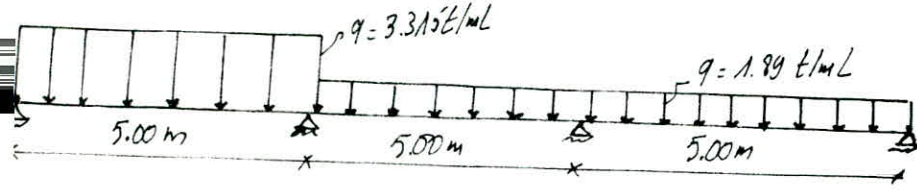
Travée 2 $\left\{ \begin{array}{l} T_{12} = q_2 l/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 5.319 \text{ t} \\ T_{21} = -q_2 l/2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = -4.131 \text{ t} \end{array} \right.$

$$T_{\max} = 9.707 \text{ t}$$

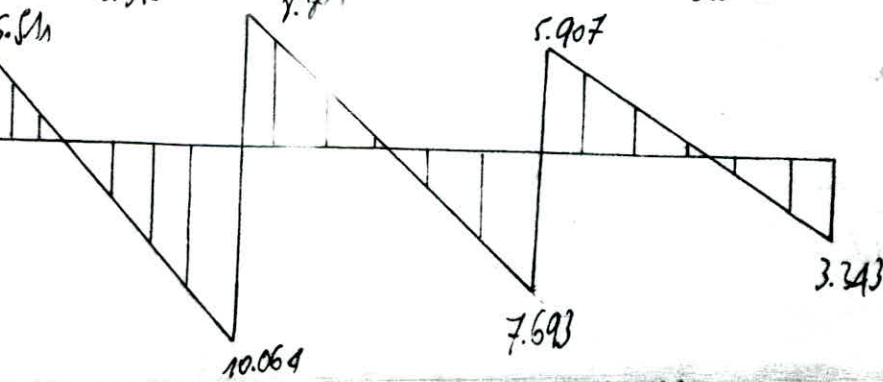
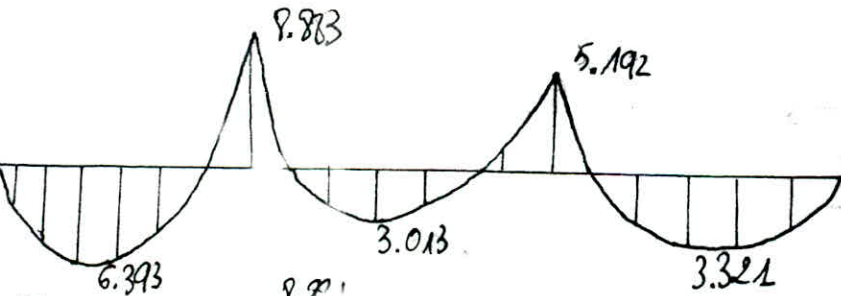
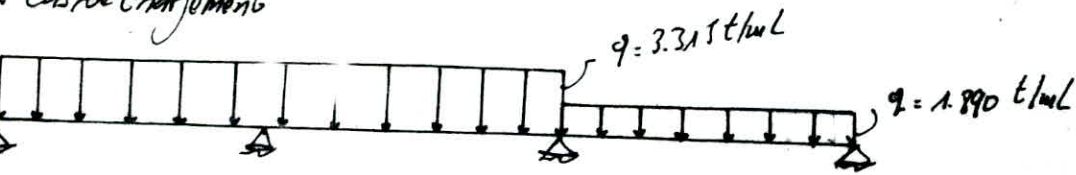
Travée 3 $\left\{ \begin{array}{l} T_{23} = q_2 l/2 + \frac{M_2 - M_3}{l} = 5.511 \text{ t} \\ T_{32} = -q_2 l/2 + \frac{M_2 - M_3}{l} = -2.897 \text{ t} \end{array} \right.$

Routage de rive - 2.50 phase finale

1^{er} cas de chargement



2^{eme} cas de chargement

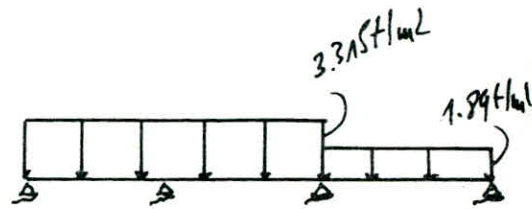


2. Cas de charge les travées 1 et 2

Combinaison

$$q_1 = q_2 = G + P_1 + P_2 = 3.315 \text{ t/m}$$

$$q_3 = G + P_1 = 1.89 \text{ t/m}$$



voir 48 bis

Nous procédons de la même façon qu'au 1^{er} cas

$$\frac{R_1 L_1}{4} = \frac{R_2 L_2}{4} = \frac{q_1 L^3}{24}$$

$$\frac{R_3 L_3}{8} = \frac{q_3 L^3}{24}$$

On aboutit au système suivant

$$\left. \begin{array}{l} M_1 + M_2 = -21.437 \text{ t.m} \\ M_1 + 4M_2 = -32.531 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_1 = -8.883 \text{ t.m} \\ M_2 = -5.912 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

alors

$$M_{\max} = +6.993 \text{ t.m}$$

$$M_{\min} = -7.993 \text{ t.m}$$

calcul de l'effort tranchant sur une section des appuis :

$$\text{travée 1} \left\{ \begin{array}{l} T_{01} = q_1 L/2 + \frac{R_0 - M_1}{L} = 6.511 \text{ t} \uparrow \\ T_{10} = -q_1 L/2 + \frac{R_0 - M_1}{L} = -10.064 \text{ t} \downarrow \end{array} \right.$$

$$\text{travée 2} \left\{ \begin{array}{l} T_{12} = q_2 L/2 + \frac{R_1 - M_2}{L} = 7.881 \text{ t} \uparrow \\ T_{21} = -q_2 L/2 + \frac{R_1 - M_2}{L} = -7.697 \text{ t} \downarrow \end{array} \right.$$

$$\text{travée 3} \left\{ \begin{array}{l} T_{23} = q_3 L/2 + \frac{R_2 - M_3}{L} = 1.907 \text{ t} \uparrow \\ T_{32} = -q_3 L/2 + \frac{R_2 - M_3}{L} = -2.543 \text{ t} \downarrow \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = 10.064 \text{ t}$$

3. Cas on charge les travées 1, 2 et 3

Combinaison

$$q = G + P_1 + P_2 = 3.315 \text{ t/mL}$$

nous procédons de la même façon qu'au 1 et 2 cas

$$\frac{r_1}{e} = \frac{r_2}{e} = \frac{9L^3}{24}$$

on aboutit au système suivant

$$\begin{cases} 4M_1 + M_2 = -91.1271 \\ 4M_2 + M_1 = -91.4371 \end{cases}$$

alors
$$\begin{cases} M_1 = -8.2879 \text{ tm} \\ M_2 = -8.2879 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -8.2879 \text{ tm} \\ M_{\max} &= 6.215 \text{ tm} \end{aligned}$$

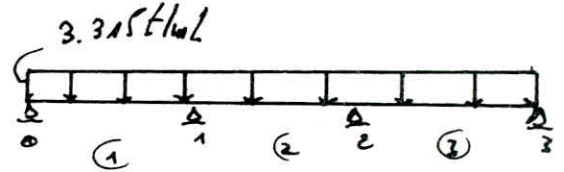
calcul de l'effort tranchant, au niveau des appuis :

Travée 1
$$\begin{cases} T_{01} = 9L/2 + \frac{R_0 - M_1}{L} = 4.973 \text{ t} \\ T_{10} = -9L/2 + \frac{M_0 - M_1}{L} = -6.630 \text{ t} \end{cases}$$

travée 2
$$\begin{cases} T_{12} = 9L/2 + \frac{M_1 - M_2}{L} = 6.630 \text{ t} \\ T_{21} = -9L/2 + \frac{M_1 - M_2}{L} = -8.287 \text{ t} \end{cases}$$

travée 3
$$\begin{cases} T_{23} = 9L/2 + \frac{M_2 - M_3}{L} = -6.630 \text{ t} \\ T_{32} = -9L/2 + \frac{M_2 - M_3}{L} = -4.973 \text{ t} \end{cases}$$

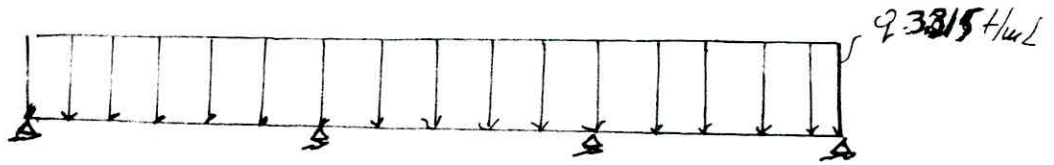
$$T_{\max} = 8.287 \text{ t}$$



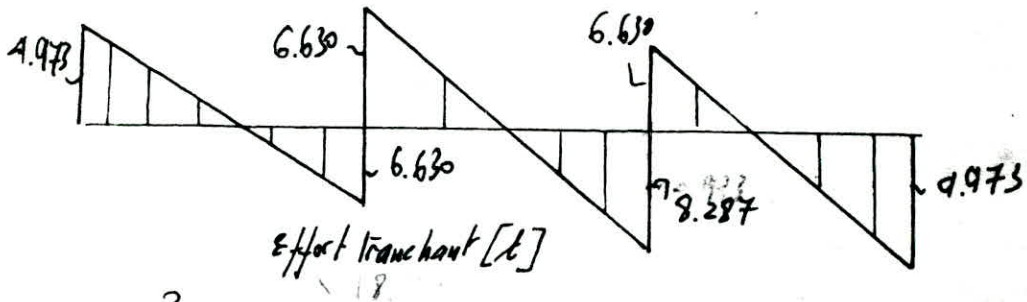
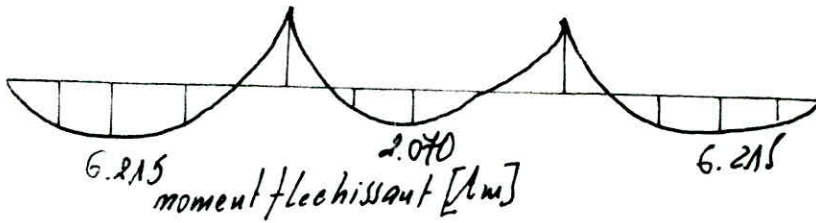
Voir 47 bis

3

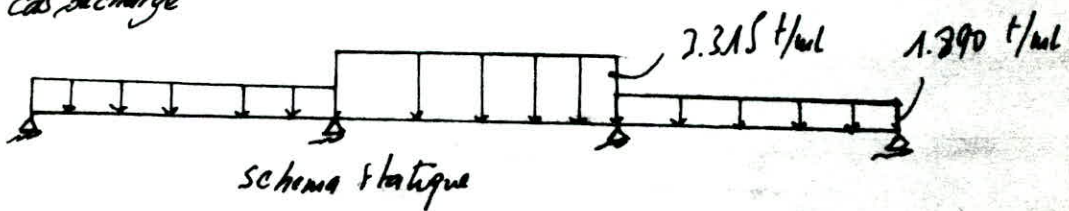
3^{eme} cas de chargement



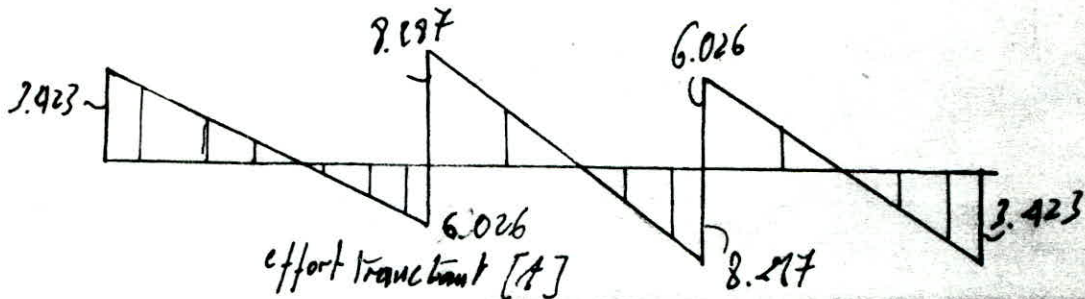
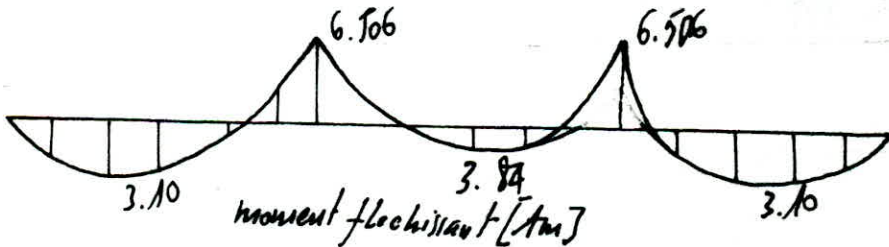
schema statique



4^{eme} cas de charge



schema statique

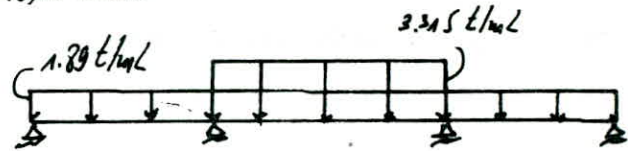


1. Cas On charge la travée 2

Combinaison $q_1 = q_3 = G + P_1 = 1.89 \text{ t/mL}$

$q_2 = G + P_1 + P_2 = 3.315 \text{ t/mL}$

on procède qu'au 1^{ers} cas



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{q_1 L^3}{2} = \frac{q_3 L^3}{2} = q_1 L^3 / 2 \\ \frac{q_2 L^3}{2} = q_2 L^3 / 2 \end{array} \right.$$

on aboutit au système suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} 4M_1 + M_2 = -32.531 \text{ tm} \\ M_1 + 4M_2 = -32.531 \text{ tm} \end{array} \right.$$

alors $\left\{ \begin{array}{l} M_1 = -6.506 \text{ tm} \\ M_2 = -6.506 \text{ tm} \end{array} \right.$

$M_{max} = 3.10 \text{ tm}$

$M_{min} = -6.506 \text{ tm}$

calcul de l'effort tranchant au niveau des appuis :

Travée 1 $\left\{ \begin{array}{l} T_{01} = q_1 L/2 + \frac{M_0 - M_1}{L} = 3.423 \text{ t} \\ T_{10} = -q_1 L/2 + \frac{M_0 - M_1}{L} = -6.026 \text{ t} \end{array} \right.$

Travée 2 $\left\{ \begin{array}{l} T_{12} = q_2 L/2 + \frac{M_1 - M_2}{L} = 8.237 \text{ t} \\ T_{21} = -q_2 L/2 + \frac{M_1 - M_2}{L} = -8.237 \text{ t} \end{array} \right.$

Travée 3 $\left\{ \begin{array}{l} T_{23} = q_3 L/2 + \frac{M_2 - M_3}{L} = 6.026 \text{ t} \\ T_{32} = -q_3 L/2 + \frac{M_2 - M_3}{L} = -3.423 \text{ t} \end{array} \right.$

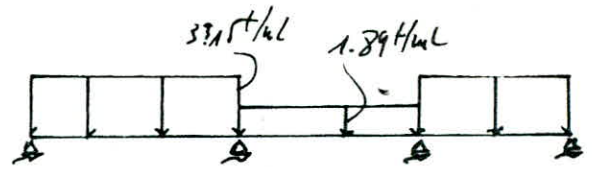
* $T_{max} = 8.237 \text{ t}$ *

5. Cas ou charge 6 travées 1 et 3

combinaison

$$q_2 = G + P_1 = 1.89 \text{ t/mL}$$

$$q_1 = q_3 = G + P_1 + P_2 = 3.315 \text{ t/mL}$$



on procède qu'au 1^{ers} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_1 q_1}{l} = \frac{M_3 q_3}{l} = q_1 l / 24 \\ \frac{M_2 q_2}{l} = q_2 l / 24 \end{array} \right.$$

ou on écrit au système suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} 4M_1 + M_2 = -32.531 \text{ tm} \\ M_1 + 4M_2 = -32.531 \text{ tm} \end{array} \right.$$

alors $\left\{ \begin{array}{l} M_1 = -6.506 \text{ tm} \\ M_2 = -6.506 \text{ tm} \end{array} \right.$

$$M_{\max} = 7.361 \text{ tm}$$

$$M_{\min} = -6.506 \text{ tm}$$

calcul de l'effort tranchant, au niveau des appuis:

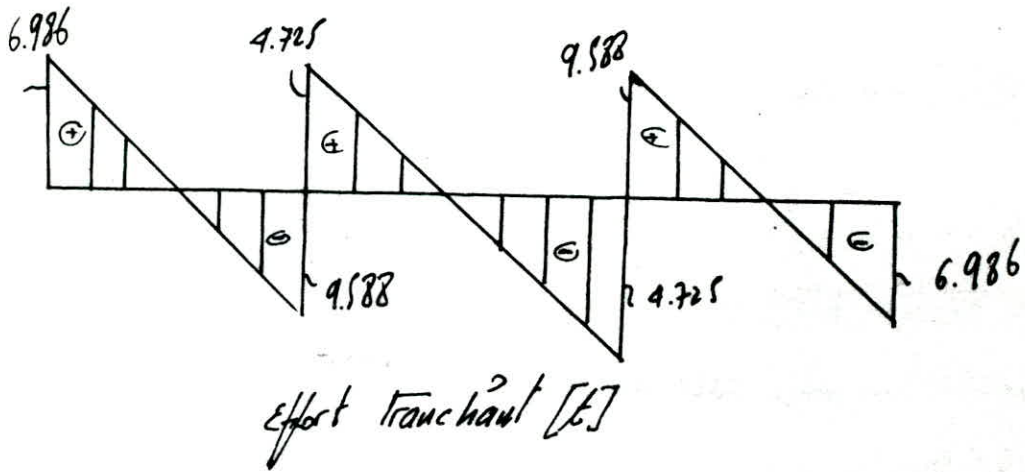
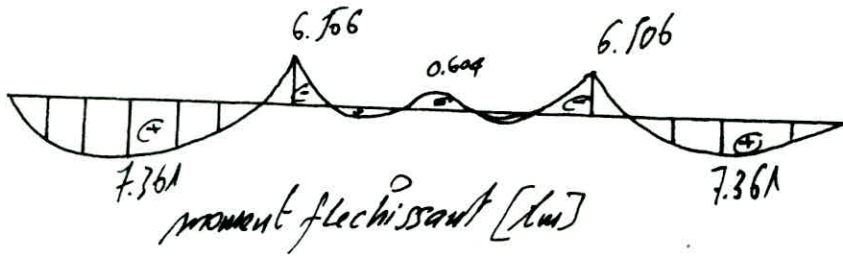
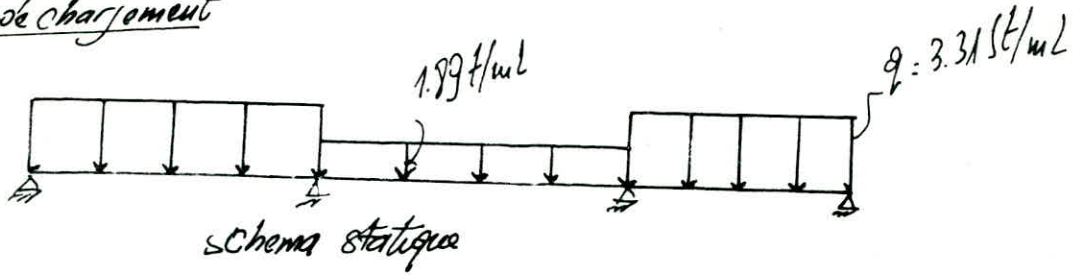
Travée 1 $\left\{ \begin{array}{l} T_{01} = q_1 l / 2 + \frac{M_0 - M_1}{l} = 6.986 \text{ t} \\ T_{10} = -q_1 l / 2 + \frac{M_0 - M_1}{l} = -9.588 \text{ t} \end{array} \right.$

Travée 2 $\left\{ \begin{array}{l} T_{12} = q_2 l / 2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = 4.725 \text{ t} \\ T_{21} = -q_2 l / 2 + \frac{M_1 - M_2}{l} = -4.725 \text{ t} \end{array} \right.$

Travée 3 $\left\{ \begin{array}{l} T_{23} = q_3 l / 2 + \frac{M_2 - M_3}{l} = 9.587 \text{ t} \\ T_{32} = -q_3 l / 2 + \frac{M_2 - M_3}{l} = -6.986 \text{ t} \end{array} \right.$

$$T_{\max} = 9.588 \text{ t}$$

5^{eme} cas de chargement



Le chargement le plus défavorable étant le chargement "2" et "5"

$$\begin{aligned} M_{appu} &= -8.883 \text{ tm} && '2' \\ \text{avec } T_{max} &= 10.064 \text{ t} \\ T_{travée} &= +7.361 \text{ tm} && '5' \end{aligned}$$

Fraîlage en phase de service

Armature supérieure

$$\begin{aligned} M_{max} &= -8.883 \text{ tm} \\ N_{rb} &= 0.5 \times 0.561 (1 - 0.561/3) \times 0.54^2 \times 0.95 \times 17600 = 94.75 \text{ tm} \\ M_{max} &= 8.883 \text{ tm} < N_{rb} = 94.75 \text{ tm} \Rightarrow A_s' = 0 \end{aligned}$$

calcul du pivot α

$$\rho = \frac{30 \times 8.883}{0.95 \times 0.54^2 \times 17600} = 0.0546$$

$$\alpha \frac{3}{3} - \alpha^2 = 0.0546 \times \alpha + 0.0546 = 0$$

$$\alpha = 0.310$$

$$\xi = 0.54 (1 - \frac{0.310}{3}) = 0.482 \text{ m}$$

$$\text{d'où } A_s = \frac{8.883}{0.482 \times 17600} = 10.47 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre $A_s = 5HA16$

Armature inférieure

$$M_{max} = 7.361 \text{ tm}$$

$$M_{max} = 7.361 \text{ tm} < N_{rb} = 94.75 \text{ tm} \Rightarrow A_s' = 0$$

calcul du pivot α

$$\rho = \frac{30 \times 7.361}{0.95 \times 0.54^2 \times 17600} = 0.0453$$

par itération $\alpha = 0.255$; $\xi = 0.54 (1 - \frac{0.255}{3}) = 0.494 \text{ m}$

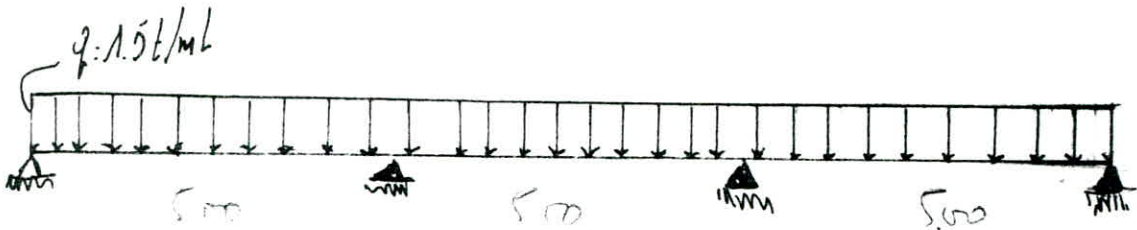
$$\text{d'où } A_s = \frac{7.361 \times}{0.494 \times 17600} = 8.466 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4HA16$

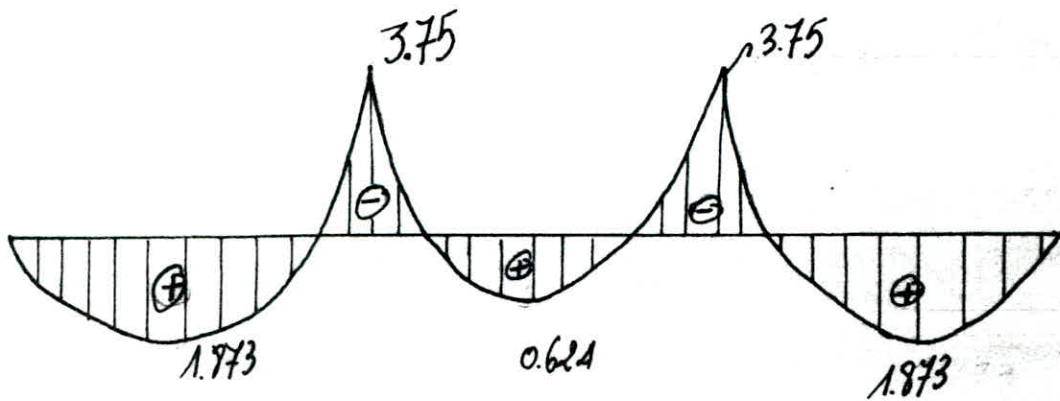
174

poutre de rive

Flexion transversale (chargement horizontal)



schema statique



moment flechissant
[t]

Verification de l'effort tranchant $T_{max} = 10.069 t$

$$\bar{\tau} = \frac{T_{max}}{3b} = \frac{10.064}{3 \times 0.54 \times 0.95} = 22.92 t/m^2 < \bar{\tau} = \min(0.1 k_{29}; 3 mpa) = 250 t/m^2$$

calcul de l'espacement initial $S_b = 9 cm$

Les sections d'armature à prendre en compte

Armature inférieure $A_s = 10 HA16$

phase 1 :

Armature supérieure $A_s = 5 HA16$

phase 2.

Flexion transversale

La flexion transversale est causée par le chargement horizontal dû à la force d'occlusion

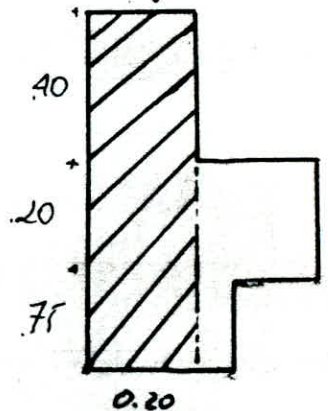
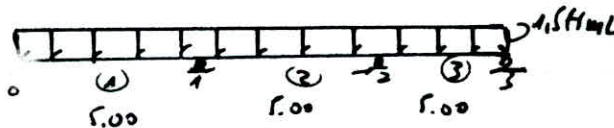
$$q = 1.5 t/ml$$

La section à considérer est 0.10×0.35

$$h_f = 0.3 m; d = 0.18 m; \phi = 1.35 m$$

On a affaire à un système de poutres continues

voir S1 bis



Le système étant hyperstatique pour la résolution on applique l'équation en "écart de moments"

$$M_0 = M_3 = 0; l_1 = l_2 = l_3 = 5.00 m; a_i = b_i = l/2 = 2.5 m;$$

σ : l'aire du moment isostatique par un diagramme parabolique $\sigma = \frac{2}{3} l q \frac{l^2}{8} = \frac{9L^3}{12}$

on aboutit au système suivant

$$\begin{cases} M_1 - M_2 = -9L^2/2 \\ M_2 + 4M_1 = -9L^2/2 \end{cases}$$

$$\text{alors } \begin{cases} M_1 = M_2 = -9L^2/10 = -1.6 \times \frac{5^2}{10} = -8.75 t/m \\ M_{max} = 1.875 t/m \end{cases}$$

Armature inférieure

$$M_{max} = 1.873 \text{ tm}$$

$$M_{rb} = 0.5 \times 0.861 \left(1 - \frac{0.861}{3}\right) \times 0.17^2 \times 1.55 \times 1500 = 14.962 \text{ tm}$$

$$M_{max} = 1.873 \text{ tm} < M_{rb} = 14.962 \text{ tm} \rightarrow A'_s = 0$$

calcul des pivot

$$\rho = \frac{30 \times 1.873}{1.35 \times 0.17^2 \times 17600} = 0.082$$

$$\alpha = 0.375 \quad ; \quad \beta = 0.14875$$

$$A_s = \frac{1.873}{0.14875 \times 17600} = 7.15 \text{ cm}^2$$

soit à prendre $A_s = 5 \text{ HA}14$

Armature supérieure

$$M_{max} = -3.75 \text{ tm}$$

$$M_{rb} = 14.962 \text{ tm} > M_{max} = 3.75 \text{ tm} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rho = \frac{30 \times 3.75}{1.35 \times 0.17^2 \times 17600} = 0.1638$$

$$\alpha = 0.781 \quad , \quad \beta = 0.587 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{3.75}{0.147 \times 17600} = 14.32 \text{ cm}^2$$

soit à prendre $A_s = 10 \text{ HA}14$

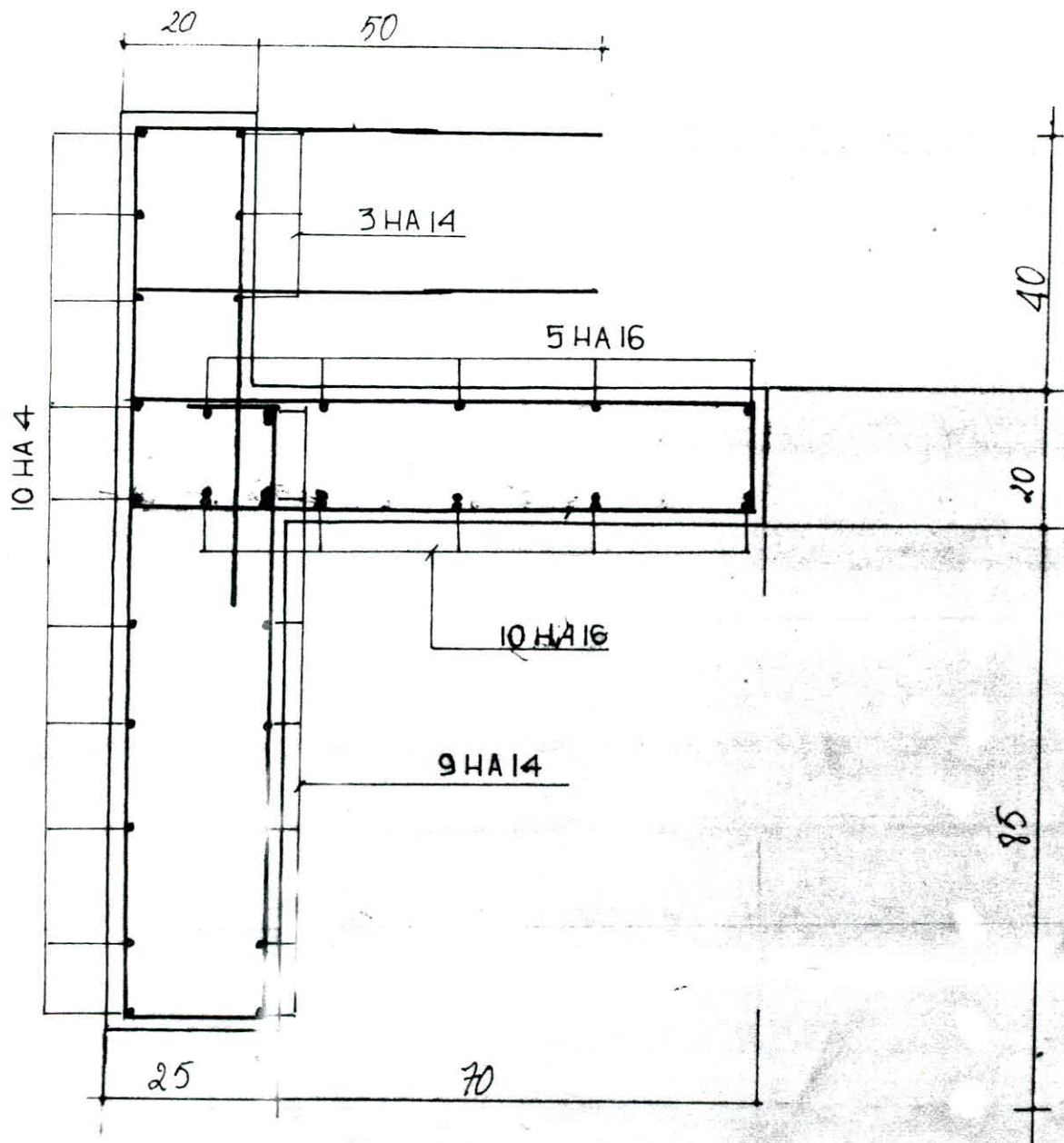
Les sections d'armature à prendre en compte

Armature inférieure $A_s = 5 \text{ HA}14$

plan 2

Armature supérieure $A_s = 10 \text{ HA}14$

Schema de ferrailage
Poutre de rive



178

5.6.5 Calcul du chape

voir 83/12

Le chape est un élément de la superstructure destinée à la transmission des efforts à la pile.

1. Phase de construction (phase préliminaire)

Charge

pes propre au niveau des piles $0.8 \times 0.75 \times 2.5 = 1.5 \text{ t/mL}$

pes propre en dehors des piles $0.8 \times 0.81 \times 2.5 = 1.3 \text{ t/mL}$

effort tranchant rapporté par la p. de rive $T = 4.725 \text{ t}$; $x = 0.016 \text{ m}$

moment sur rapps d'extrémités $M_0 = M_2 = -(9.9 \frac{3}{2} + 9.2)$
 $= -2.643 \text{ Tm}$

Appliquant l'équation des trois moments :



Effort tranchant $x \text{ (m)}$	$T \text{ (t)}$
0.00	0.00
0.16	-0.024
0.55	5.556
	2.3096
0.75	2.3096
	1.346
0.95	1.046
1.75	0.00

moment fléchissant	
$x \text{ (m)}$	Moment
0.00	0.00
0.016	-0.000192
0.55	-2.643
0.75	-2.318
0.95	-2.078
1.75	-1.3512

Ferraillage

A. sollicitation

$M_{ser} = -2.318 \text{ tm} \rightarrow$ Armature supérieure

$M_{rb} = 0.5 \left(1 - \frac{0.561}{3} \right) 0.675^2 \times 0.8 \times 1000 \times 0.861 = 222.25 \text{ tm}$

$M_{ser} = 2.319 \text{ tm} < M_{rb} = 222.25 \text{ tm} \rightarrow M = 0$

179

Chevêtre (-2.50) phase de construction.

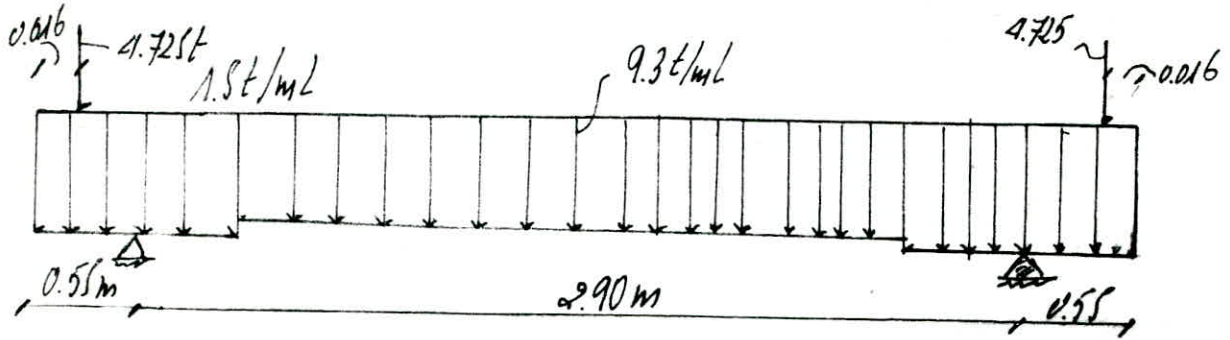


schéma statique

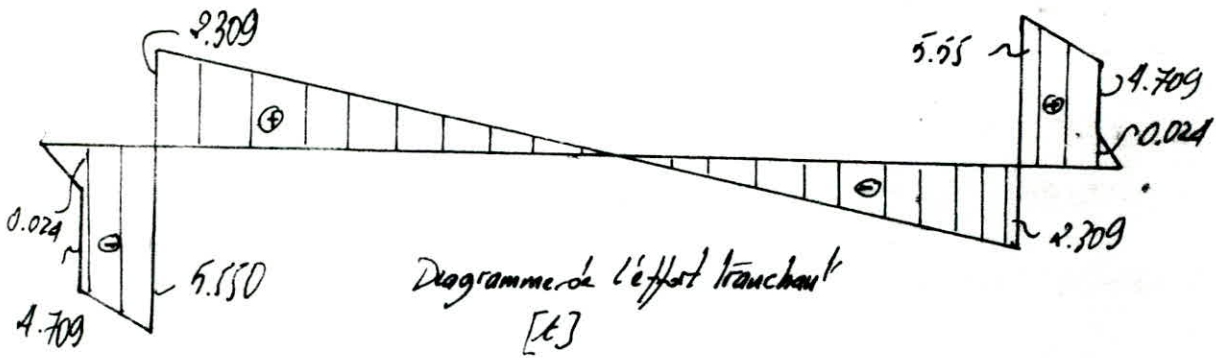


Diagramme de l'effort tranchant [t]

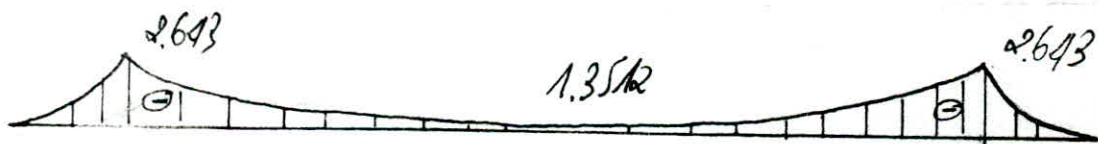


Diagramme du moment flechissant

Caractéristiques géométriques

$$S = 0.75 \times 0.8 \text{ m} \times \text{m}$$

$$d = 0.675 \text{ m}$$

$$d' = 0.075 \text{ m}$$

$$d = 0.10$$

$$z = 0.6525 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1.318}{0.6525 \times 17600} = 2.018 \text{ cm}^2$$

on prend $A_s = 3HA10$

B. Pour les armatures inférieures on choisit une armature forfaitaire de construction $A_s = 3HA10$

2^{ème} : phase de service voir table

section $S = 1.35 \times 0.80 \text{ m} \times \text{m}$

charge

effort tranchant rapporté par la poutre dérivée : $T = 18.28$; $x = 0.318 \text{ m}$

pds propre du chapeau

$$G = 2.5 \times 0.8 \times 0.75 = 1.5 \text{ t}$$

sur charge d'exploitation + pds propre de la dalle :

$$P = 2.5 (0.4 (5.08) + 0.8 \times 0.6) = 5.4 \text{ t/m}$$

$$P = 5.4 + 1.5 = 12.9 \text{ t/m}$$

La combinaison

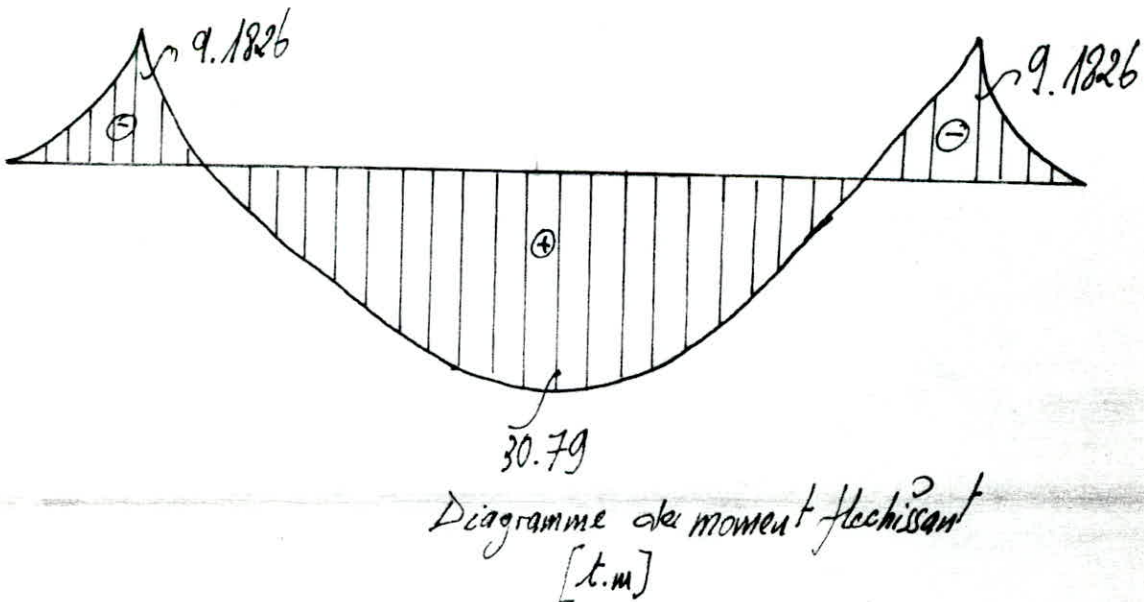
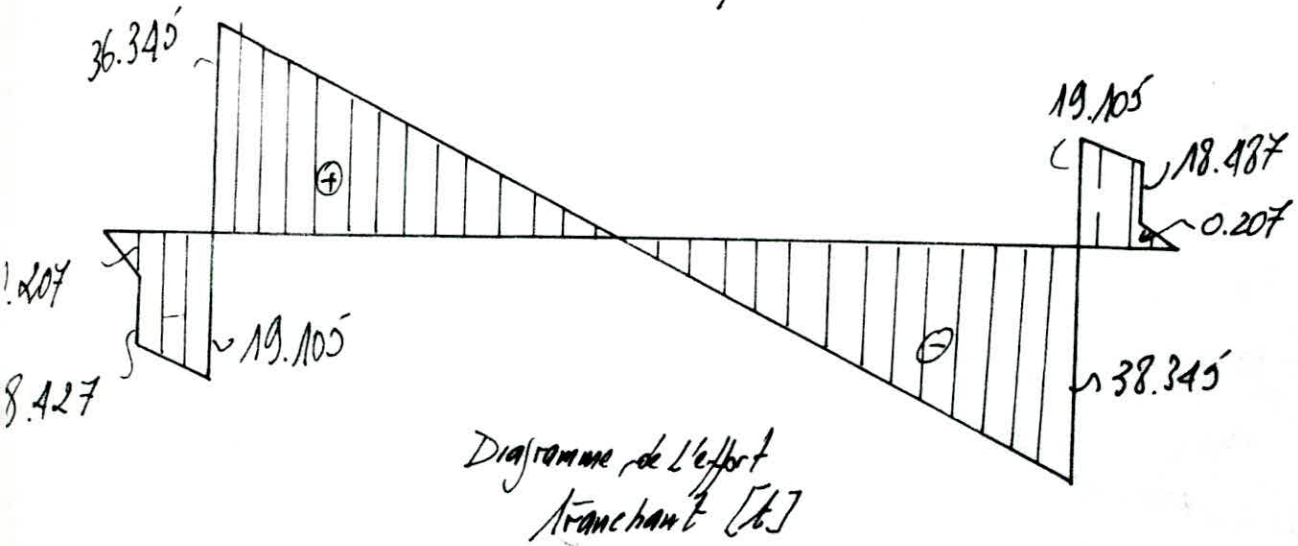
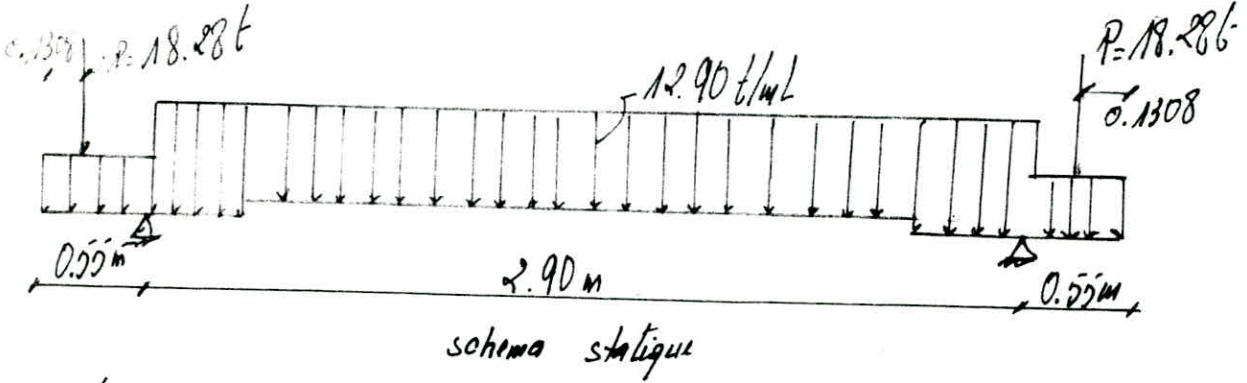
$$q = 14.4 \text{ t/m}$$

L'expression du moment :

$$M(x) = -1.5 \times x^2/2 + 17.455(x - 0.55) - 18.28(x - 0.137) - 12.9(x - 0.75)/2 - 1.3(x - 0.95)/2 + 1.5(x - 0.95)^2/2$$

Chevette (-2.50)

phase finale



moment fléchissant

x m	M tm
0.00	0.00
0.138	-0.0142
0.55	-9.1826
0.75	+0.725
0.95	+8.557
1.75	+30.79

effort tranchant

x m	T t
0.00	6.00
0.138	-0.207
0.138	-18.487
0.55	-19.105
0.55	38.345
0.75	-38.045
0.75	-35.165
0.95	24.85
1.75	0.00

Ferraillage

a sollicitation

$$M = -9.1826 \text{ tm}$$

Armature supérieure

caractéristiques géométriques

$$S = 1.35 \times 0.8 \text{ m} \times \text{m}$$

$$d = 1.215 \text{ m}$$

$$d' = 0.135 \text{ m}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = 403.977 \text{ tm}$$

$$M_{ser} = 9.1826 \text{ tm} < M_{rb} = 403.977 \text{ tm} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rho = \frac{30 \times 9.1826}{17600 \times 1.215^2} = 0.0119$$

$$\alpha \frac{\rho}{2} - \alpha^2 = 0.0119 \alpha + 0.0119 = 0$$

$$\alpha = 0.1$$

$$z_b = \left(1 - \frac{0.1}{3}\right) \times 1.215 = 1.1715 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{9.1826}{1.1715 \times 17600} = 4.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3HA16$$

b. sollicitation

$$\eta = +30.79 \text{ tm} \quad \text{Armature Supérieure}$$

$$\text{Section } s = 1.15 \times 0.8 \text{ m} \times \text{m}$$

$$d = 1.035 \text{ m}$$

$$\overline{M}_{rb} = \frac{1}{2} \times 0.561 \left(1 - \frac{0.561}{3}\right) \times 0.8 \times 1.035^2 \times 1500 = 293.147 \text{ tm}$$

$$\overline{M}_{ser} = 30.79 \text{ tm} < \overline{M}_{rb} = 293.147 \text{ tm} \rightarrow A_s = 0;$$

$$\text{Le pivot } \rho = \frac{30 \times 30.79}{17600 \times 1.035^2 \times 0.8} = 0.008$$

$$\alpha = 0.18$$

$$z = \left(1 - \frac{0.18}{3}\right) \times 1.035 = 0.9729 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{30.79}{17600 \times 0.9729} = 17.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit à prendre } A_s = 8\text{HA16} + 2\text{HA12}$$

$$\text{On choisit } \left\{ \begin{array}{l} \text{Armature Supérieure } A_s = 3\text{HA16} \quad \text{phase 2} \\ \text{Armature inférieure } A_s = 8\text{HA16} + 2\text{HA12} \quad \text{phase 2} \end{array} \right.$$

verification à l'effort tranchant

$$\overline{E}_u = \frac{T}{b \cdot f_y H} = \frac{35.65}{1.15 \times 0.8 \times 1.15} = 45.52 \text{ t/m}^2$$

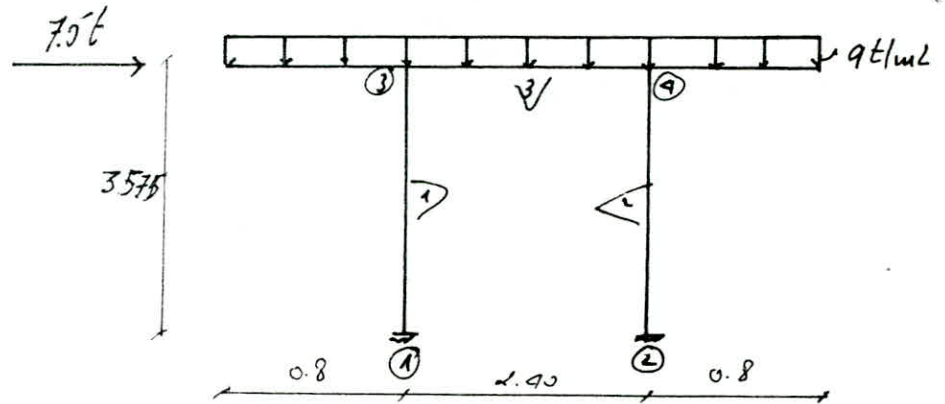
$$\overline{E}_b = 250 \text{ t/m}^2 \rightarrow \overline{E}_u = 45.52 \text{ t/m}^2 < \overline{E}_b = 250 \text{ t/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\text{espacement initial } = S_{to} = 9 \text{ cm};$$

$$\text{espacement max } S_{tmax} = 40 \text{ cm};$$

voir plan N° 1

5.6.6 Calcul de la pile

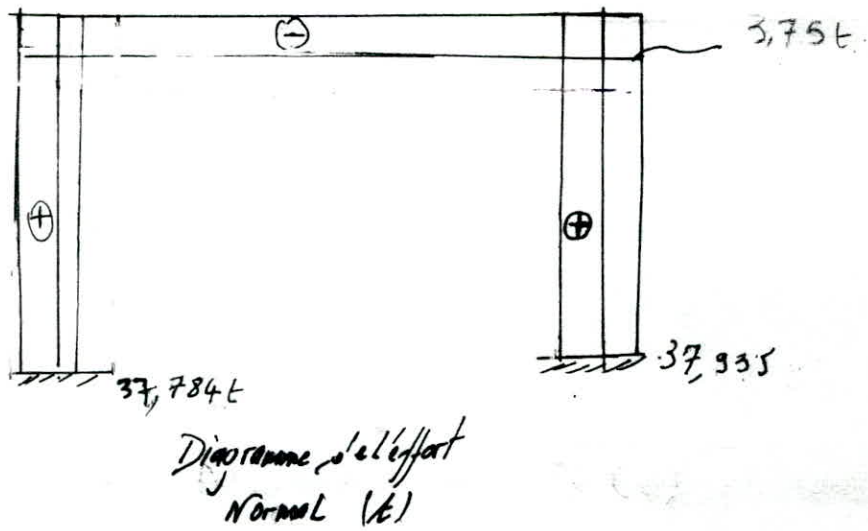
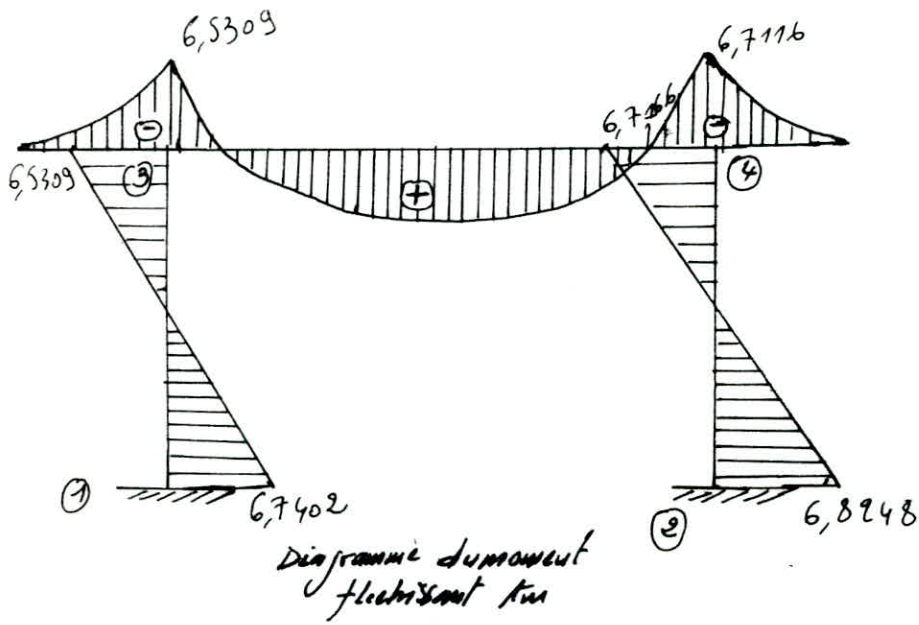
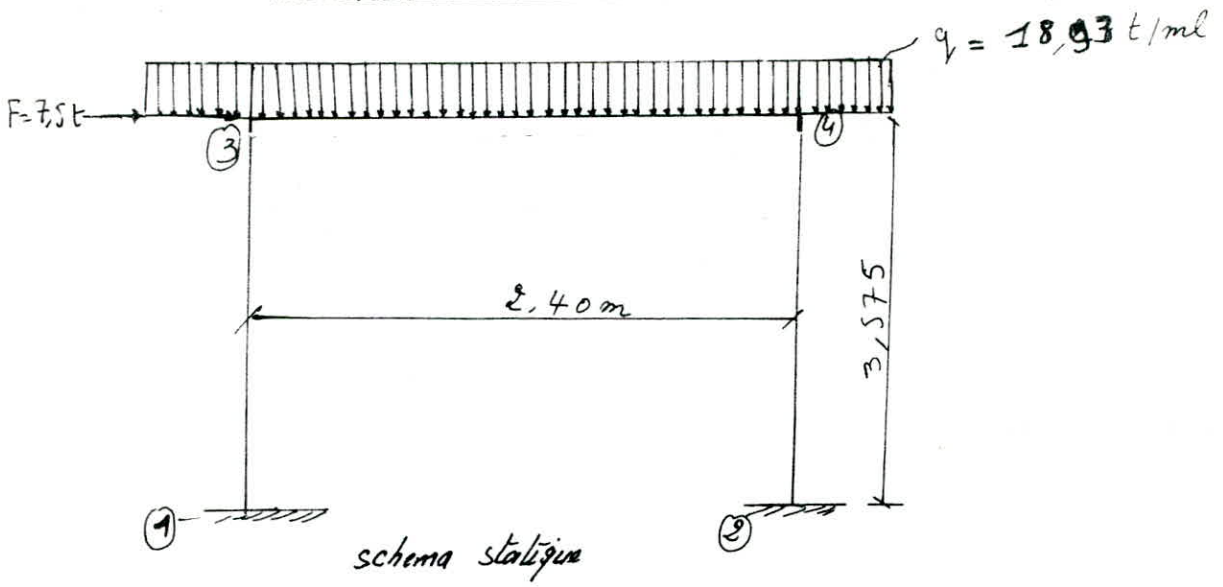


Caractéristiques géométriques

barre	début	Fin	Section m ²	Inertie m ⁴
1	1	3	0.3200	0.00420
2	2	4	0.3200	0.00420
3	3	4	1.0800	0.16400

Charge

noeud	effort	v
3	N	7.500
	T	-37.940
	M	-3.035
4	N	0.000
	T	-37.940
	M	+3.035



Schema mecanique de la pile
Apparement - 2.20 m.

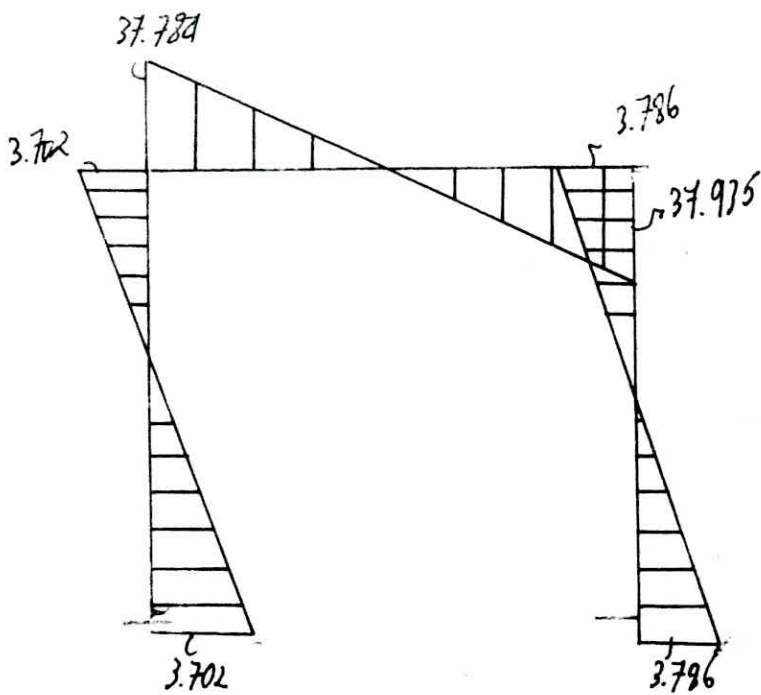


Diagramme de l'effort tranchant
 [t]

Efforts dans les barres

barre	N t	T t	M t.m	N t	T t	M t.m
1	32.4202	3.7122	6.7402	-32.4202	-3.7122	6.5309
2	43.4598	3.7878	6.8048	-43.4598	-3.7878	6.7166
3	3.7878	-5.5198	-9.5659	-3.7878	5.5198	-3.6716

Ferraillage de la pile

piilier 1:

sollicitation

$$N1 = V1 + pds \text{ propre}$$

$$N1 = 36.3402 + 3.45 \times 0.4 \times 0.8 \times 2.5 = 39.10t$$

$$M1 = M_{G0} = 6.5039 \text{ tm}$$

Le poteau est sollicité en flexion composée, comme le calcul se fait à l'ELS, il n'est pas nécessaire de faire le calcul à la stabilité de forme (flambement)

L'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{G0}}{N} = \frac{6.5039}{39.10} = 0.166$$

$$e = h/6 = 0.066 \text{ m}$$

$e_0 > e \Rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieure du rayon central

alors la section est partiellement comprimée

La réduction du moment M_{G0} à la nappe d'armature inférieure donne l'équation suivante

$$M_{GA} = M_{G0} + N(d - h/2)$$

$$M_{GA} = 6.5039 + 39.10(0.36 - 0.4/2)$$

$$M_{GA} = 12.76 \text{ tm}$$

moment résistant

$$M_{rb} = 0.5 \times 0.861 \left(1 - \frac{0.561}{3}\right) \times 0.36^2 \times 0.8 \times 15000$$

$$M_{rb} = 35.465 \text{ tm}$$

$$M_{GA} = 12.76 \text{ tm} < M_{rb} = 35.465 \text{ tm} \rightarrow A_s' = 0$$

calcul de l'armature A_s

$$A_s = \sigma_s \cdot \frac{N}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{MGA}{z \sigma_s}$$

$$z = d(1 - \alpha/3)$$

calcul du pivot

$$p = \frac{30 \times NGA}{b d^2 \times \sigma_s}$$

$$p = 0.208$$

$$\alpha^3/3 - \alpha^2 = 0.208 \times d + 0.208 = 0$$

$$\alpha = 0.482$$

$$z = 0.302 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{12.76}{17600 \times 0.302} = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24 \times \frac{39.10}{17600} = 1.784 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_{e28}}$$

$$A_{smin} = 0.23 \times 80 \times 40 \times \frac{2.10}{100}$$

$$A_{smin} = 3.92 \text{ cm}^2$$

soit à prendre $A_s = A_{smin}$

voir
Plan N° 1

5.6.7 Calcul de la semelle

a transversalement : Elle agit comme une semelle isolée ^{sous} poteau délimitée par

A et B ; B : distance entre 2 axes ; A : largeur de la semelle.

L'équilibre statique de la semelle est réalisée par la distribution des contraintes du béton dans le sol, c'est pour cette raison qu'il faut connaître la portance du sol.

$$[q] = q_0 / F_3 \quad q_0 : \text{force portante}$$

Données

$$\bar{\sigma}_s = q / F_3 = \frac{77.323}{3} = 25.774 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 17600 \text{ t/m}^2$$

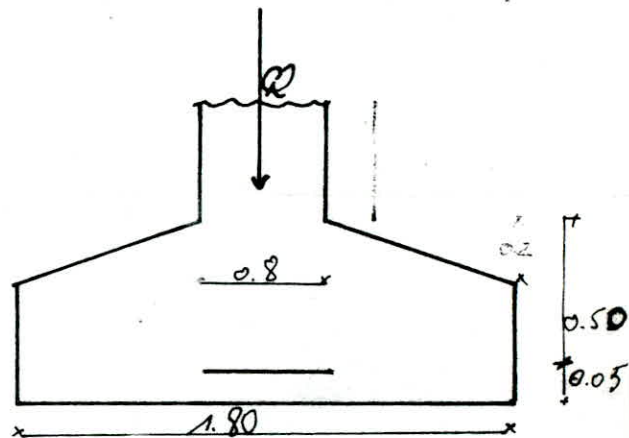
$$\bar{\sigma}_{bc} = 1500 \text{ t/m}^2$$

* on dispose des armatures HA

$$H = 180 \text{ m}; \quad a = 0.70 \text{ m}$$

$$B = 2.00 \text{ m}; \quad b = 0.4 \text{ m}$$

$$h_f = 0.55 \text{ m}; \quad d = 0.05 \text{ m}; \quad h = 0.50 \text{ m}$$



calcul des armatures

La première étape consiste à déterminer le diagramme des contraintes :

sur le sol (σ_1, σ_2) on a :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q'}{A \cdot B} = \frac{q \cdot l}{B}$$

Q' : charge revenant à la semelle

$$\bar{\sigma}_s = \frac{q \cdot l}{A \cdot B} = \frac{45.0054}{1.70 \times 2.00} = 12.5015 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 12.5015 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 25.774 \text{ t/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_s = \frac{q \cdot l \cdot (A - a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$A_s = \frac{45.0054 \cdot (1.8 - 0.8)}{8 \times 0.5 \times 17600} = 6.391 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9 \text{ HA } 10$$

Longitudinalement

La semelle est considérée comme une poutre renversée, avec les poteaux comme des appuis (moment négatif) sur appuis et le moment positif en travées.

La charge revenant à la poutre

$$G = 0.55 \times 1.70 \times 2.4 = 1.386 \text{ t/ml}$$

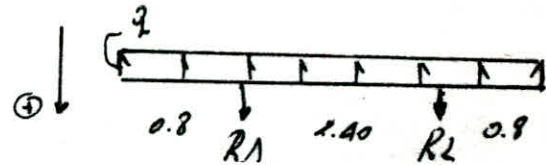
$$q = \frac{P_1 + P_2}{l} = \frac{45.0059 + 33.9659}{4.00} = 19.7428 \text{ t/ml}$$

$$q = 1.386 + 19.7428 = 21.1288 \text{ t/ml}$$

$$q = 21.1288 \text{ t/ml}$$

calcul des efforts

calcul des réactions:



$$R_1 = R_2 = \frac{21.1288 (4 \times 1.2)}{2.4} = 42.2576$$

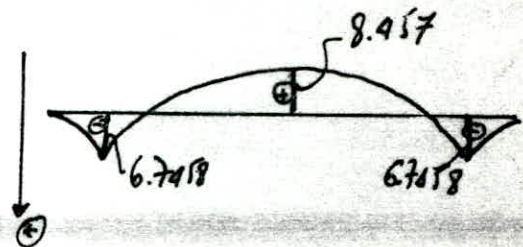
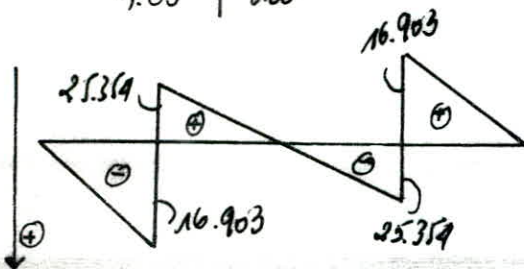
L'expression du moment

$$M(x) = -21.1288 \frac{x^2}{2} \Big|_{x \geq 0} + 42.2576(x - 0.8) \Big|_{x \geq 0.8} + 42.2576(2 - 3.2) \Big|_{x \geq 3.2}$$

Effort tranchant

x m	T t
0.00	0.00
0.8	-16.903
	+25.354
2.00	0.00
3.2	-25.354
	+16.903
4.00	0.00

x m	M tm
0.00	0.00
0.8	-6.76
2.00	+8.457
3.20	-6.76
4.00	0.00



Ferraillage

caractéristiques géométriques

section $S = 0.55 \times 1.80 \text{ m} \times \text{m}$

$d = 0.5 \text{ m}$

$\bar{d} = 0.561$

$\bar{\sigma}_{bc} = 1100 \text{ t/m}^2$

moment résistant

$$M_{rb} = 0.561 \times 0.5 \left(1 - \frac{0.561}{3}\right) \times 0.5 \times 1.8 \times 1100$$

$M_{rb} = 153.19 \text{ tm}$

a) Armature supérieure

$M_{ser} = 8.457 \text{ tm} < M_{rb} = 153.19 \text{ tm} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \rightarrow A_s = 0$

le pivot

$$p = \frac{30 \times 8.457}{17600 \times 1800 \times 0.5} = 0.0321$$

$$d^3/\beta - d^2 - 0.0321 \times d + 0.0321 = 0$$

$d = 0.25$

$z = \left(1 - \frac{0.25}{3}\right) 0.5 = 0.458 \text{ m}$

$A_s = \frac{8.457}{0.458 \times 17600} = 10.506 \text{ cm}^2$

voir plan

soit prendre $A_s = 10 \text{ HA}12$

b) Armature inférieure

$M_{ser} = 6.745 \text{ tm}$

$M_{rb} = 153.59 \text{ tm}$

$M_{ser} = 6.745 \text{ tm} < M_{rb} = 153.59 \text{ tm} \rightarrow A'_s = 0$

le pivot $\rho = \frac{30 \times 6.745}{17600 \times 0.5 \times 180} = 0.0255$

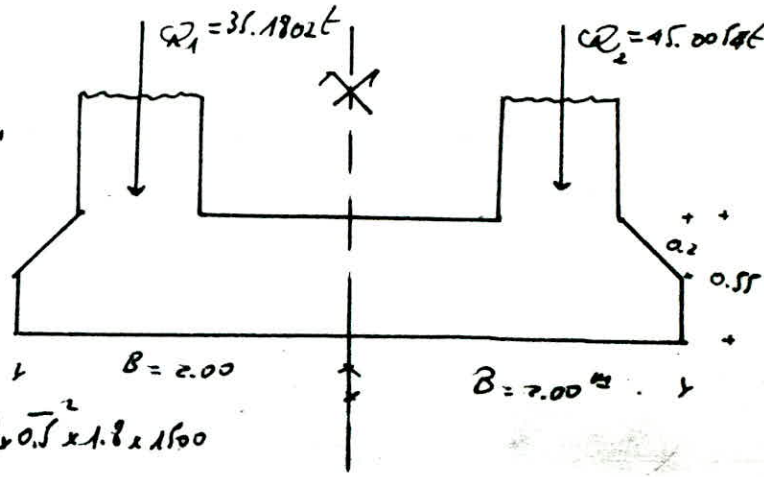
$d = 0.27$

$z = 0.455$

$A_s = \frac{6.745}{17600 \times 0.455} = 8.423 \text{ cm}^2$

soit à prendre $A_s = 8 \text{ HA}12$

espacement $s_b = 9 \text{ cm}$



5.6.8 Étude de la culée

L'étude de la culée pour l'appontement -2.50m est la même que celle de -4.00m ou les mêmes dimensions; Le tablier s'appuie sur la fondation de la culée avec une charge inférieure à celle de l'appontement -4.00m , donc on adopte la même quantité d'armatures. A prendre les valeurs trouvées pour la culée de l'appontement -4.00m .

(voir plans N° 2)

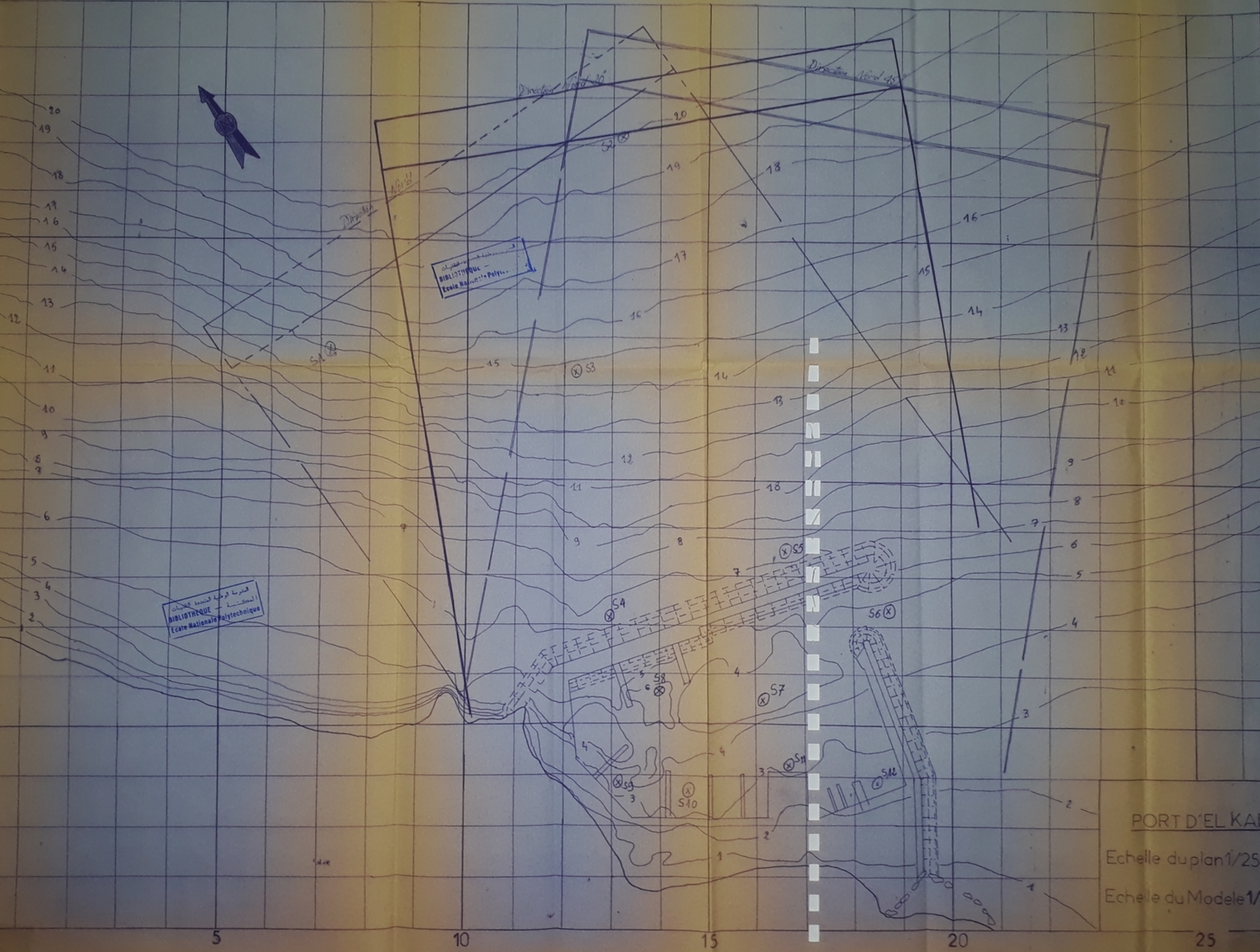
VI Conclusion

* La simulation physique en hydraulique maritime permet d'avantage de minimiser les éléments qui constituent un ouvrage portuaire quelconque

* La conception finale de la digue est déduite de la variante F à laquelle on a ajouté une sous-couche à la sous-couche (filtre) de la jetée principale ayant comme poids unitaire variant de 0,2 à 1,5 tonnes et d'épaisseur $e = 1,5$ mètres.

* La stabilité des ouvrages d'accostages vis-à-vis au glissement, au renversement et au poinçonnement est vérifiée;

Vu que les sections des éléments en béton sont importantes, les sections d'armatures trouvés sont faibles.



المكتبة - المكتبة الموسعة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE -
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة الموسعة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE -
Ecole Nationale Polytechnique

PORT D'EL KAL

Echelle du plan 1/250

Echelle du Modele 1/60

Wings of Reinforcement in Feet - 10'

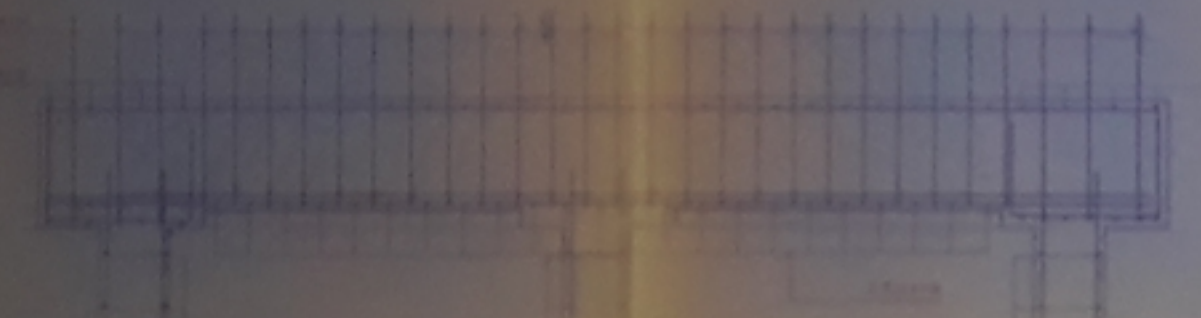
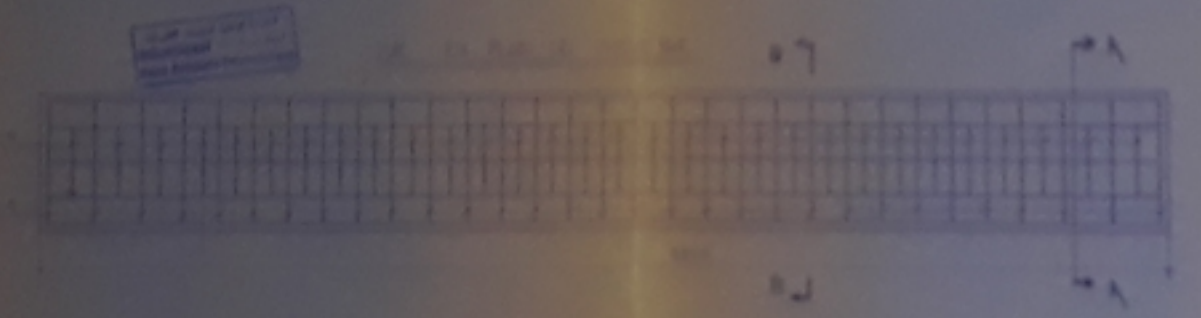


FIG. 1-10

Wings of Reinforcement in Feet - 10'

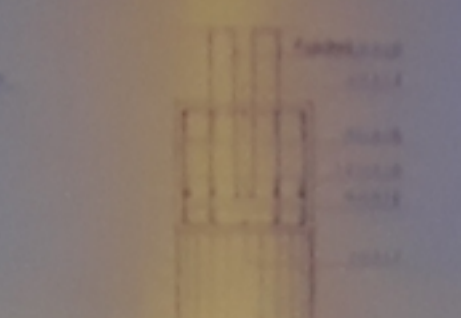
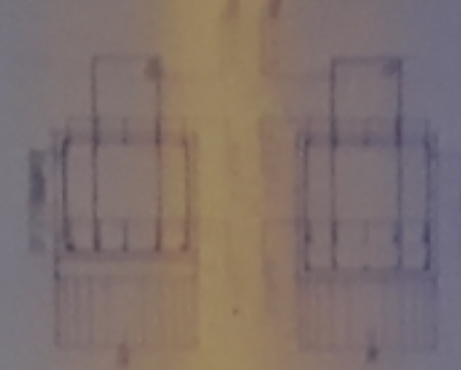


FIG. 1-11

Wings of Reinforcement in Feet - 10'

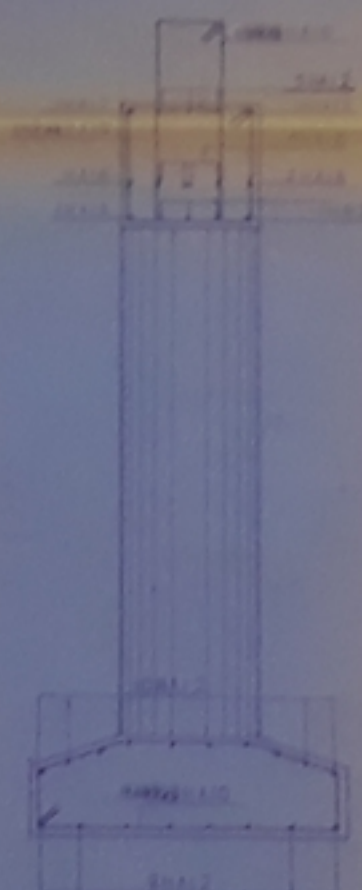
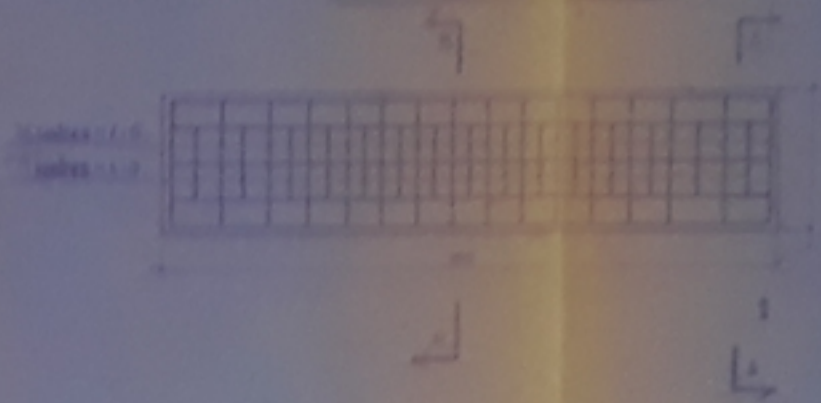


FIG. 1-12

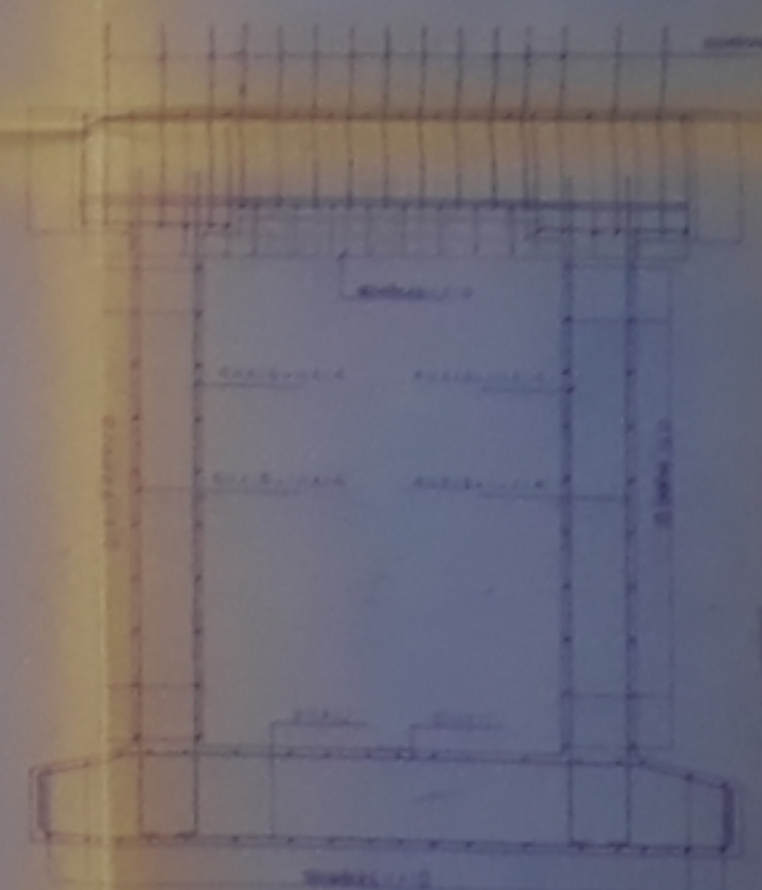
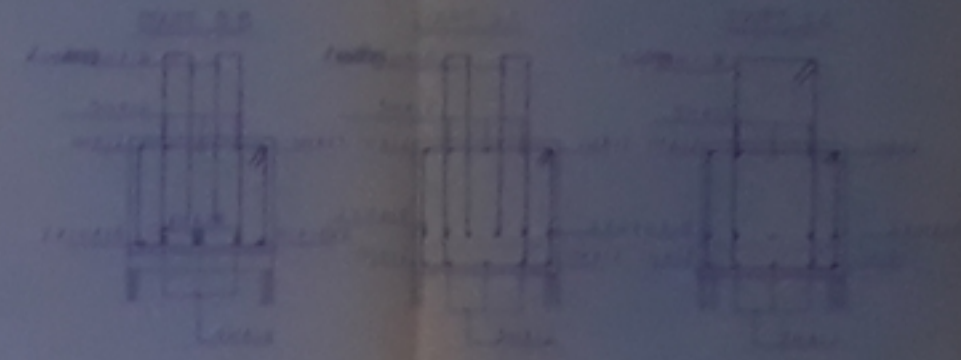
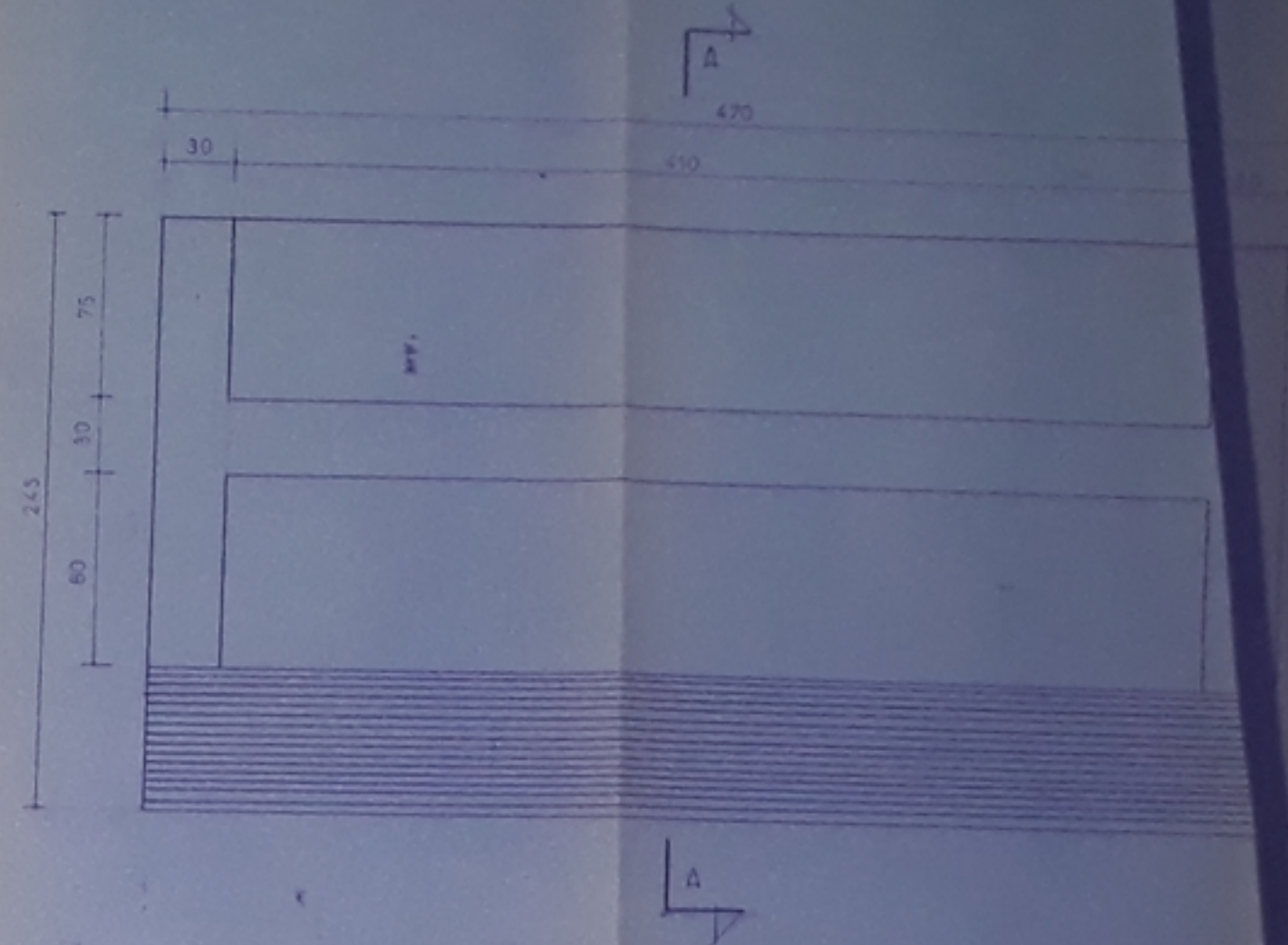
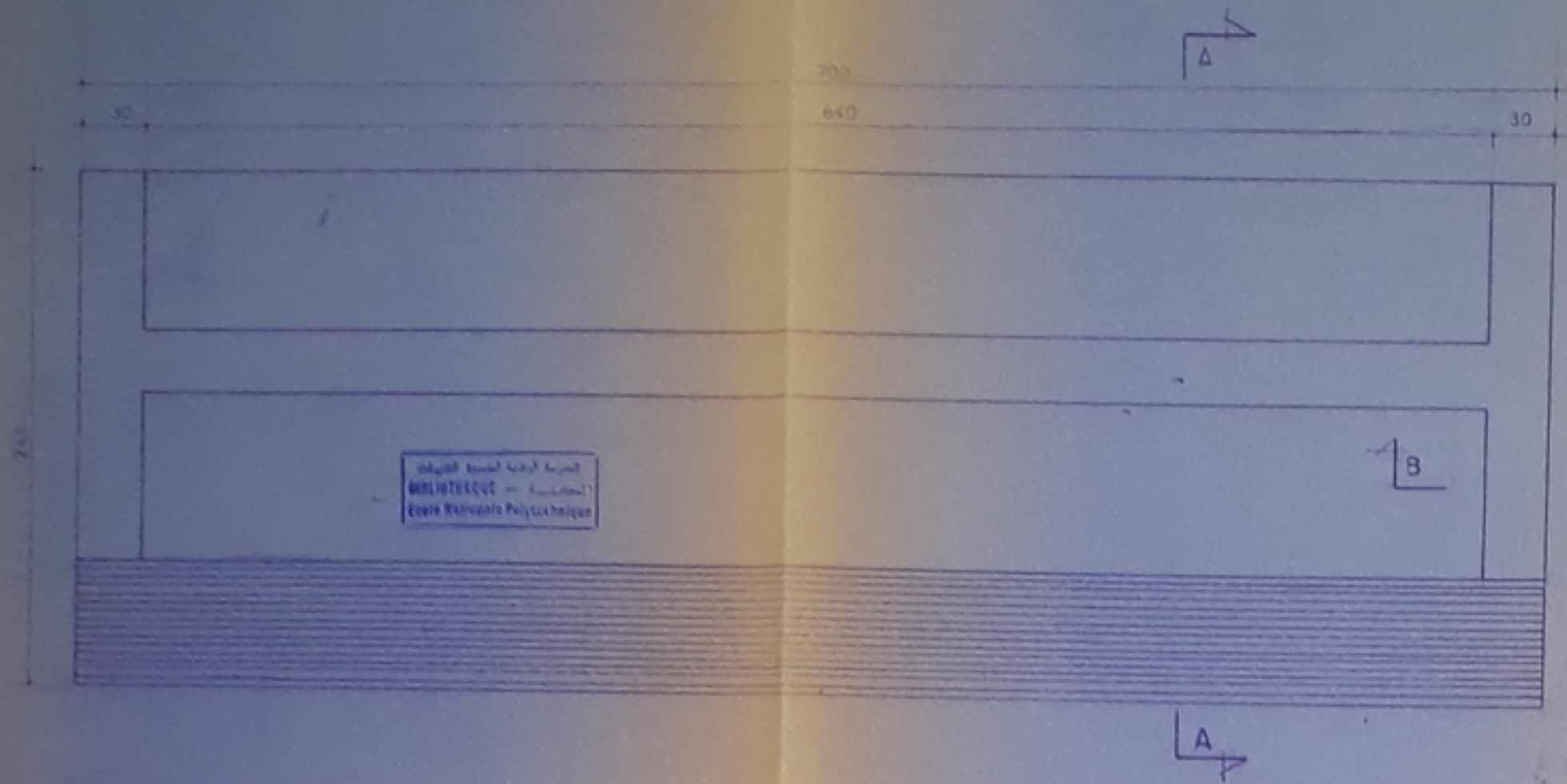


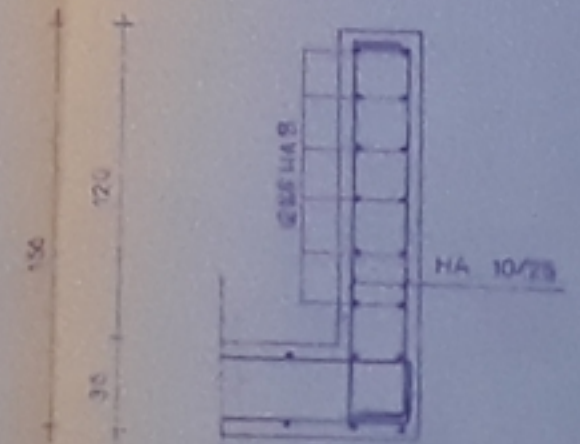
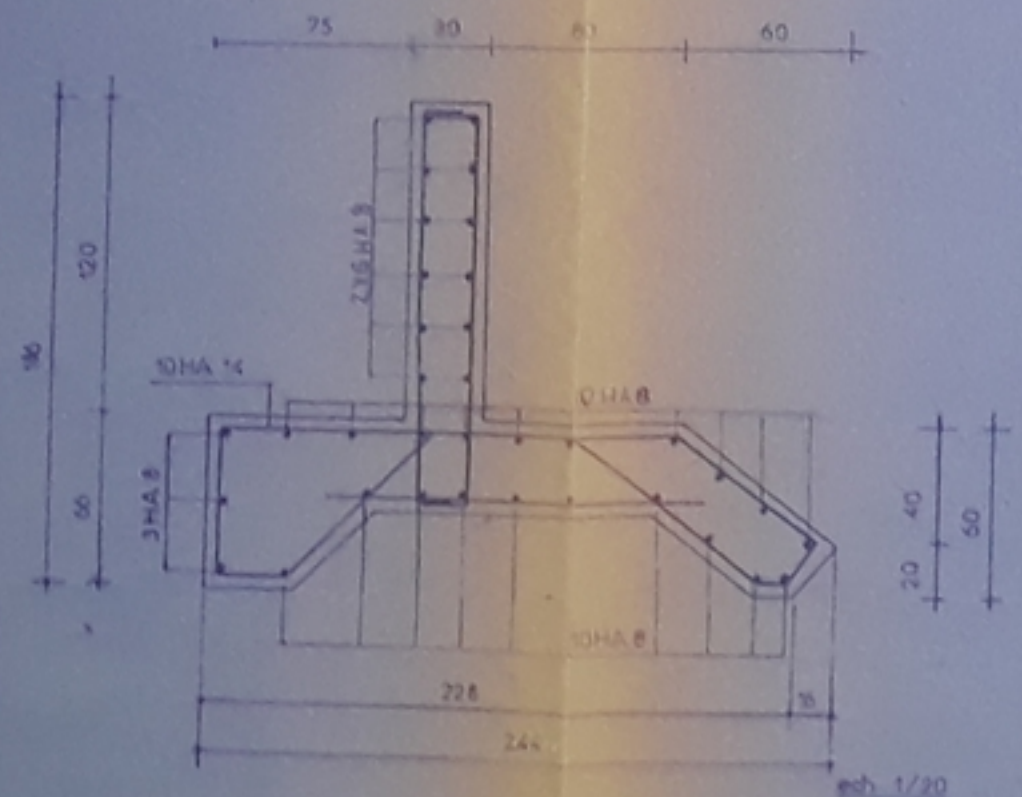
FIG. 1-13

FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
 DIVISION OF INVESTIGATION
 UNITED STATES DEPARTMENT OF JUSTICE
 WASHINGTON, D. C. 20535
 FILE NO. 100-448887
 SUBJECT: [Illegible]



COUPE A-A

COUPE B-B



APPONTEMENT -4.00 et -2.50 COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES COULEES

PB003/94

-3-

Ecole Nationale Polytechnique	REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
	MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
	Etude d'aménagement d'un Port de pêche à ...
	VARIANTE D'AMENAGEMENT N° 2