

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

2ex

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL



**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**S U J E T**

ETUDE D'UNE MISE A  
CIEL OUVERT D'UN  
TUNNEL

Proposé par :

E.N.R.O.S

Etudié par :

M. BENKOUTEN

A. HARITI

Dirigé par :

D. MOHABEDDINE

PROMOTION : JANV 86



بسم الله الرحمن الرحيم

### DEDICACES

Je dedie ce modeste travail  
à mon père et à ma mère avec mention spéciale  
à mes frères et à mes sœurs avec mention particulière  
à mes amis (es) et à toute ma famille.

M. BENKOUITEN

à mes tendres parents symbole d'affection  
à mes frères et sœurs  
à toute ma famille avec mention spéciale à  
Lamisse et Mohamed et à tous mes amis (es)

A. HARITI

### REMERCIEMENTS

c'est avec plaisir que nous témoignons  
notre profonde gratitude et reconnaissance à  
Monsieur A. GHERNAOUT directeur général de l'É.N.R.O.S  
pour son assistance éclairée et pour la confiance qu'il  
nous a accordé.

On tient également à remercier M<sup>me</sup> D. MOHAMEDDINE pour ses  
conseils judicieux.

que Monsieur STRAKHOV ainsi que le personnel de l'É.N.R.O.S  
trouvent ici nos remerciements les plus sincères.

A. HARITI  
Hariti

M. BENKOUITEN

*[Signature]*

# SOMMAIRE:

# PAGES

## I INTRODUCTION GENERALE

1.	Définition d'un tunnel	1
2.	présentation du projet	1
2.1.	historique	1
2.1.1	situation géographique	1
2.1.2	construction	1
2.2.	géologie	1
2.3.	description de l'ouvrage	2
2.3.1	caractéristiques	2
2.3.2	constitution	2

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

## II RELEVÉ DES AVARIES

1.	résultats des reconnaissances	3
2.	solutions proposées	6
3.	étude de la solution choisie	8
3.1	nature des travaux	8
3.2	stabilité des talus	11
4.	caractéristiques des matériaux	12

## III CALCUL DES DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS

1.	dimensionnement des pannes	14
2.	vérifications diverses	15
2.1.	stabilité du perré bétonné	16
2.2.	stabilité du perré maçonné	20
3.	ferraillage et vérifications diverses	
3.1.	beche inférieure	24
3.2.	perré béton	28
3.3.	beche supérieure	31
3.4.	schéma de ferraillage de l'ensemble.	32
4.	Etude du voile de poutrement	33
4.1.	dimensionnement du mur et de la base de fondation.	33
4.2.	calcul des poussées des terres	35
4.3.	stabilité générale	36
4.4.	ferraillage du mur	39
4.5.	vérifications diverses	39
4.6.	ferraillage de la penelle	41
4.7.	vérifications diverses	42
4.8.	schéma de ferraillage	
5.	Etude des caniveaux latéraux	45
5.1.	ferraillage de la poutre de répartition	45
5.2.	vérifications diverses	46
5.3.	ferraillage des murets	48
5.4.	vérifications diverses	48
6.	Etude des butons	51
6.1.	principe	51
6.2.	cas de charges	51

6. 3.	détermination des éléments de réduction	52
6. 4.	ferraillage	65
6. 5.	vérifications diverses	56
6. 6.	schéma de ferraillage	58

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبية — المكتبة  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

<b>IV</b>	<b>ORGANISATION DES TRAVAUX.</b>	
1.	introduction	59
2.	établissement des conditions générales du travail	59
3.	description des modes de représentation	60
3. 1.	Diagramme à barres (GANTT)	60
3. 2.	graphique réseau (PERT)	60
3. 2. 1.	représentation des contraintes	61
3. 2. 2.	durée	61
3. 2. 3.	évaluation des dates de réalisation	62
4.	matériels disponibles au niveau de l'entreprise	63
5.	normes de travail et de production	64
6.	éclatement en processus complexes	66
7.	calcul des quantités des travaux	67
8.	détermination des durées d'exécution	69
9.	calcul des nécessaires de ressources	76
10.	installation de chantier	77
11.	établissement de la suite optimale des processus	80
12.	méthode d'organisation (Cyclogrammes)	82
13.	Devis économique (niveau des prix 85) (cf Annexe).	

<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>83</b>
----------------------	-----------

## I/ INTRODUCTION GÉNÉRALE :

### 1/ Définition d'un tunnel :-

On appelle "tunnel" une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemins de piétons)

### 2/ Présentation du projet

#### 2.1 - historique :-

##### 2.1.1 - Situation géographique :-

Le tunnel de BOUIRA "PK 113" est situé sur la troisième section de la ligne dite "ligne Impériale nord africaine" reliant Casablanca à Alger et à Tunis. avec le tunnel du lacet, le tunnel de Bouira PK 113 se trouve sur la boucle presque complète que fait la ligne pour franchir la vallée de l'Oued-Djemâa, avant de rejoindre le col de DRA-ét KHENIS il est situé entre la halte de Oued-Djemâa et la gare de Bouira. c'est un tunnel pour voie unique non électrifiée, d'une longueur de 75 m.

##### 2.1.2 - Construction :-

Certains documents, dont notamment un plan cadastral datant de février 1928, ne font pas mention de la présence d'un tunnel au PK 113. l'ouvrage en question ne serait donc pas un tunnel, mais une galerie couverte.

sa réalisation faisant suite probablement à des éboulements fréquents. le report des plans cadastraux initiaux où le sommet des déblais est porté permet de reconstituer sa topographie; la pente du déblais est estimée à  $3/2$  et sa hauteur maximum à 22 m; il n'est pas possible qu'un ferré ou un mur ait raidi la partie basse du ferré

##### 2.2 - Géologie :-

le tunnel de BOUIRA PK 113, se trouve sur le flanc sud de la chaîne de Djurdjura dans une série Crétacé constituée d'argiles et de marnes peu résistantes et marquée par

le printement de roches triasiques.

du fait du mode de construction de l'ouvrage, l'encaissant est constitué d'un remblai surmontant une alternance d'argiles feuilletées et de barres gress. calcaires. la partie amont, côté gauche de la voie est formée de calcaires marneux du senouien. les pentes sont surmontées d'une couverture d'éboulis ou d'alteration. cette couverture, une fois gorgée d'eau glisse sur les pentes et apparaissent alors des loupes de glissement au pied desquelles on observe des venues d'eau.

## 2.3 - DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

### 2.3.1 - Caractéristiques :-

la longueur totale de l'ouvrage est de 75 m. le tracé en profil en long est une rampe sans le sens ALGER-CONSTANTINE de 1,56% en moyenne. le tracé en plan est une courbe à gauche de rayon moyen de 300 m environ. le profil en travers de l'intrados est une voûte plein centre de 5,00 m de diamètre sur piedroits courbes de 15,50 m de rayon. l'ouverture aux naissances est de 5,00 m. la hauteur libre au dessus du plan de roulement est de 5,50 m.

### 2.3.2 - Constitution :-

l'ensemble de l'ouvrage est en maçonnerie de gré fin hourdés au mortier de chaux. l'épaisseur des maçonneries est environ de 2,50 m en piedroit et 1,00 m en voûte. à l'intérieur de l'ouvrage il n'existe aucun système de drainage par contre à l'extérieure tête côté Alger, il existe deux caniveaux latéraux qui récupèrent les eaux de ruissellement de la plateforme et des talus de la tranchée; ils sont pentés vers Alger et seversent dans un exutoire situé à 80,00 m environ de la tête côté Alger. tête côté Constantine, il existe un caniveau côté gauche récupérant les eaux provenant des talus et de la tranchée. au dessus du tunnel, les eaux provenant de la colline sont reprises par fosse située à 30,00 m environ de l'axe du tunnel.

## II - RELEVÉ DES AVARIES

### 1 - résultats des reconnaissances

les rapports et les comptes rendus qui ont été faits de 1937 à 1944 portent la même indication

- fissures anciennes
- pas d'aggravation
- fissures verticales

en 1976 il a été constaté de nombreuses fissures au tunnel. les plus importantes avaient 10 cm d'ouverture faisant même apparaître la terre à travers les pierres. aussi il a été constaté des déformations du tympan côté gauche (Bovira). côté montagne il a été procédé antérieurement à des terrassements en plateforme.

lors des dernières visites en date du 20 ÷ 30 Avril 1982 les différentes constatations sur l'état du souterrain et ouvrages annexes sont regroupées en trois grandes catégories

- fissurations
- dégradations de joint et de parement
- Déformations

#### fissurations :-

les fissures se développent sensiblement verticalement sur les maçonneries en suivant les joints de moellons. Ces fissures affectent l'ensemble de l'ouvrage en particulier les piedroits dont les plus importants atteignent 10 cm d'ouverture.

#### Dégradations de joint et de parement :-

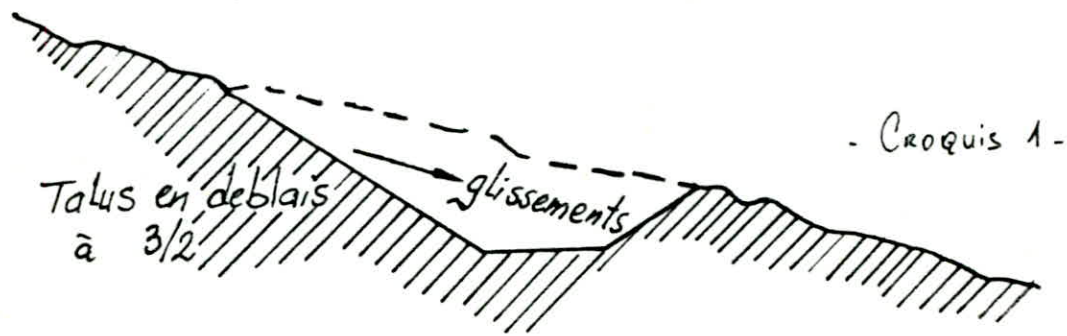
le parement de la voûte et des piedroits ne paraît pas très dégradé. la plus importante dégradation est signalée dans une zone exclusivement limitée à une cinquantaine de centimètres (50 cm) de hauteur en base du piedroit. cette avarie semble être due à des remontées capillaires et à des circulations d'eau drainée par les barbacanes.

#### Déformation :-

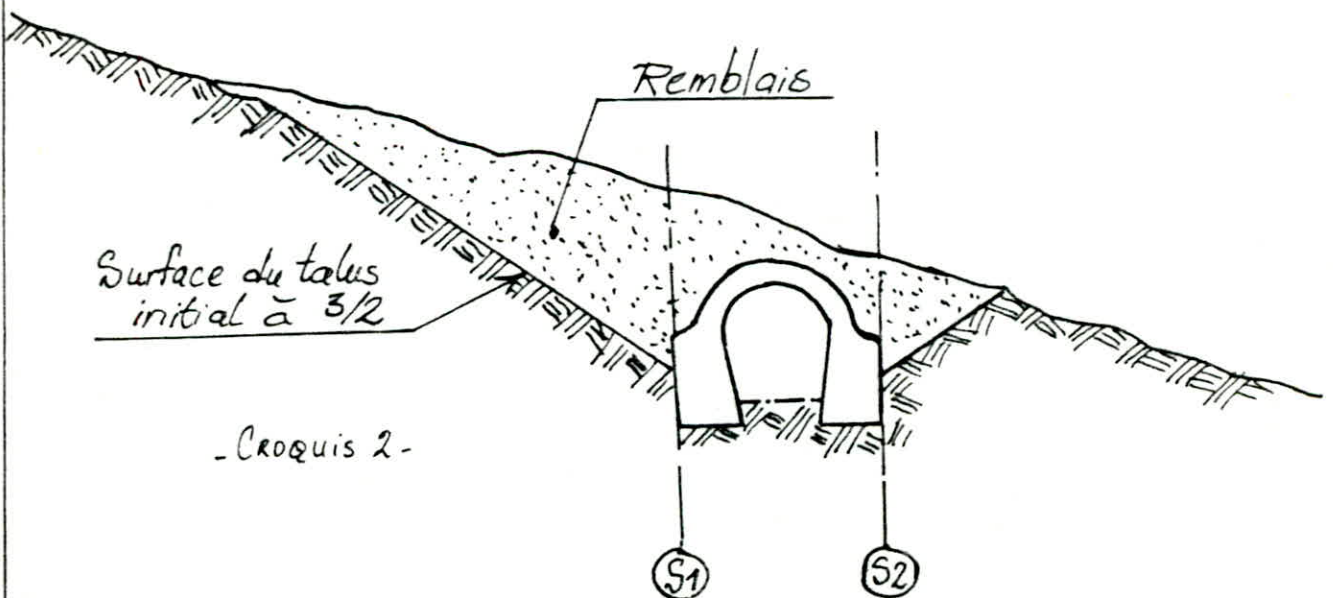
les déformations de la galerie de couverture qui est sous le tunnel du PK 413 s'interprètent comme un effet



de poussée. les terres en amont non équilibrées par la butée, très faibles, obtenue par le remblai du piedroit aval et par le frottement sous les fondations du piedroit. la construction du tunnel a été imposée par la fréquence des glissements de terrain sur le déblai Initial perturbant l'exploitation de la ligne (Croquis n°1)



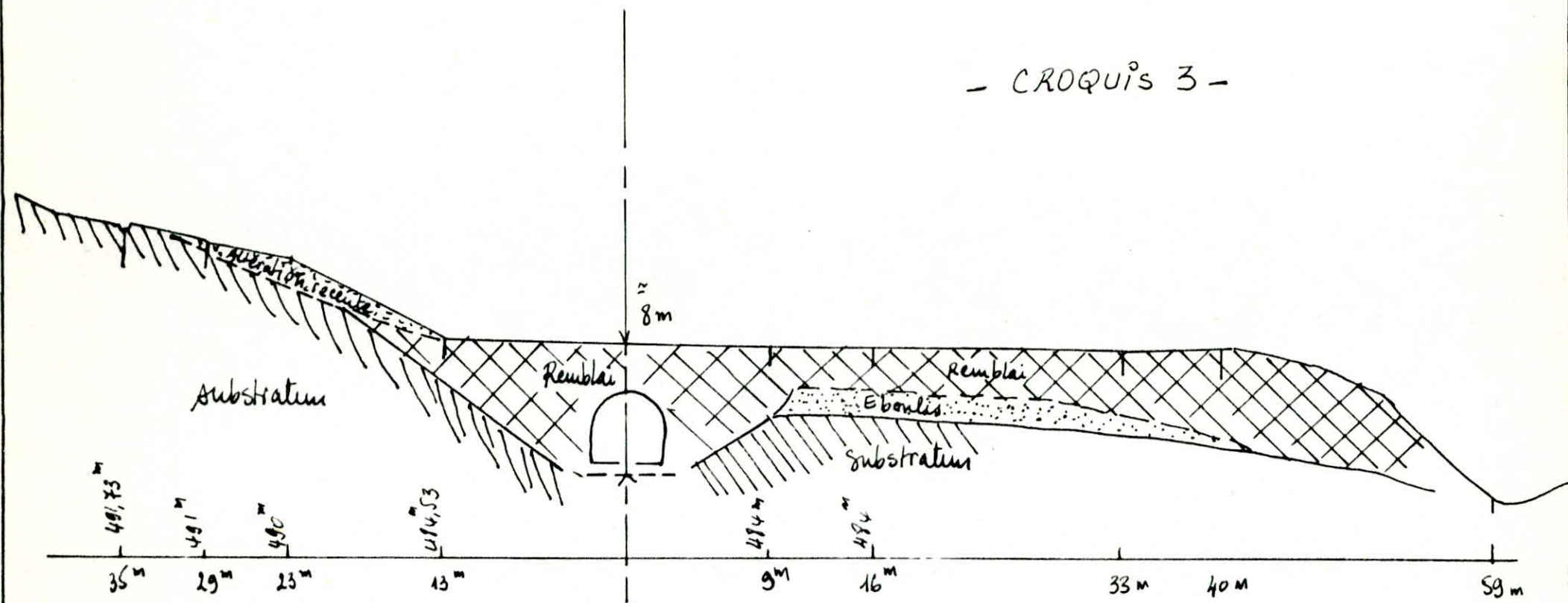
la masse importante de remblais rapportée s'est mise en état de poussée, contre la voûte (poussée  $S_1 >$  butée  $S_2$ ). cette mise en charge a été favorisée par les infiltrations superficielles qui se sont mises en pression à l'intérieur du massif remblayé. sous l'effet de cette surcharge le tunnel s'est déplacé vers l'aval perpendiculairement à la ligne. (Croquis n°2)

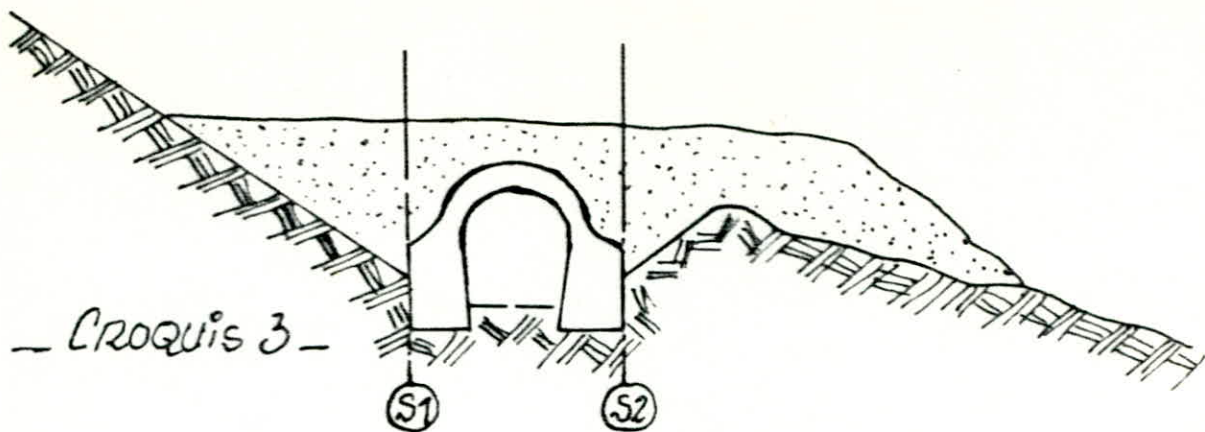


Actuellement les déplacements qui se sont produits rapidement à l'origine, sont maintenant très atténués, ceci en raison principalement du décapage réalisé en 1971 (Croquis 3)

- PM 65 -

- CROQUIS 3 -





## 2 - Solutions proposées :-

après examination des différentes avaries du tunnel, les solutions susceptibles d'être retenues pour remédier aux problèmes initialement exposés se résument en :-

- Confortement du tunnel
- mise à ciel ouvert
- Déviation de la ligne

### Solution "Confortement du tunnel" :-

selon l'état de dégradation des tunnels, leur remise en état fait appel à des techniques de réparation très variées pouvant aller du simple entretien à la reconstruction totale. Dans les conditions déjà citées; une refectio du tunnel exigerait de stopper totalement le déplacement amont-aval et ceci par deux solutions

- Amélioration de la butée côté aval soit par injection dans le remblai; ou par remplacement du remblai par un matériau graveleux possédant une bonne densité pour améliorer une fraction de la butée

- Solidarisation des maçonneries dans le sens longitudinal la poursuite des confortations, consisterait en des travaux dans la maçonnerie remplissage des fissures; reprise des têtes; Injection générale.

Enfin les foudées sur l'amont seraient atténuées par l'amélioration du drainage du massif.

L'ensemble des travaux sont possibles à part la refectio des

maçonneries qui reste très délicates Compte tenu de l'importance de fissures (10 cm) et aussi Compte tenu de l'importance des Circulations ferroviaires sur cette ligne, l'interception journalière des circulations étant fixer à 4 h de travail effectif, ce qui est incompatible avec les travaux envisagés. c'est pour ces divers raisons que cette solution ne sera pas retenue

Solution " Deviation de la ligne " :-

cette solution est à rejeter parcequ'elle exige une modification du tracé de la voie ferrée, donc de nouvelles études et une économie très élevée

Solution " mise à ciel ouvert " :-

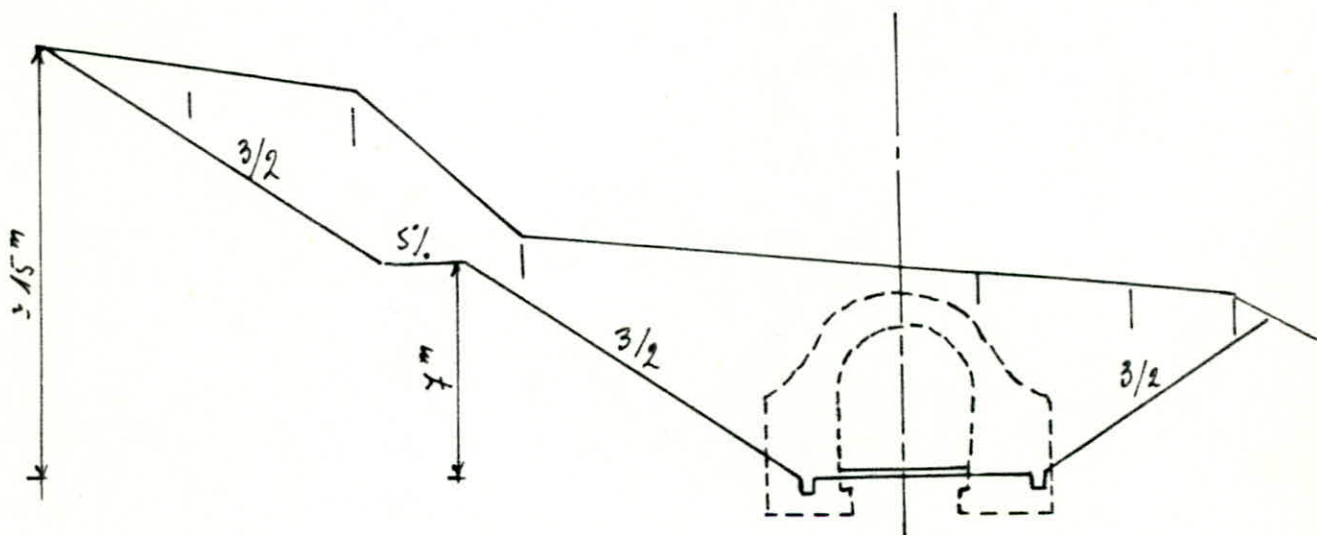
cette solution se réalise après démolition totale du tunnel, avec un dispositif de soutien des terres situées à l'amont, ceci afin d'éviter les problèmes de glissement et les éboulements qui ont été la cause de la construction du tunnel après la mise en service de la ligne. c'est la solution la plus apte à réaliser du point de vue économique et sécurité pour réaliser cette " mise à ciel ouvert " deux solutions ont été retenues, la différence reside dans le dispositif de soutien des terres.

- 1 - mur de soutènement constitué de pieux ancrés dans le substratum
- 2 - terrassements avec une pente de 3/2 (3" de base pour 2" de haut) et réalisation de ferrés pour reprendre les efforts de poussées

Une étude de la solution n° 1 a été élaboré, et a donné des dimensions et des sollicitations extérieures très importantes d'où le rejet de cette solution (voir Annexe )

## II.3 - ETUDE DE LA SOLUTION N° 2 (choisie) :-

Cette solution, consiste à réaliser des terrassements avec une pente de  $3/2$ , le complément de foussées sera repris par un perré en béton armé et par un eurochement qui sera réalisé avec les moellons en gré provenant de la démolition du tunnel. Entre les deux perrés on construira une risberme intermédiaire de 3,00 m de largeur ; cette dernière représentera une nécessité au plan de l'exécution ; elle permettra l'accès des engins de talutage ; et par la suite, la surveillance et l'entretien des perrés mais la raison d'être de cette risberme est son effet stabilisateur. La risberme aura une pente de 5% afin de faciliter l'évacuation des eaux de ruissellement.



### 3.1 Nature des travaux :-

Pour la réalisation de la solution choisie ; les travaux se feront dans l'ordre de phasage suivant (voir plan : phasage des travaux)

#### Travaux préalables :-

Les travaux préalables consistent en une consolidation générale des cintres par :-

- resserrage des assemblages
- mise en place d'entretoises éventuelles
- mise en place, calage et fixation aux cintres de couchis jointifs

sur la totalité du tunnel, de base de piedroit à base de piedroit.

phase 1: elle comporte

- des terrassements en pleine masse jusqu'au niveau 484,20<sup>m</sup> et réalisation des accès à cette plateforme côté Constantine

phase 2:

- réalisation du ferré bétonné sur la totalité du projet avec mise en place d'un drain longitudinal et de la partie supérieure des éperons drainants (PVC  $\phi 150$ ). Ces drains seront constitués conformément au plan.

préalablement à la réalisation du ferré béton on mettra en place une sous-couche constituée de graves et on disposera sur l'ensemble du fond de forme un feutre anti-contaminant qui protégera le ferré contre la remontée des eaux usées. Des joints seront réalisés

- dans le sens transversal: joint de dilatation avec mise en place d'étanchéité genre "Waterstop" tous les 20,00 m au droit de chaque éperon. l'épaisseur du joint sera de 3,00 cm minimum

- dans les deux sens, joints de retrait sur une profondeur de 1cm avec un espacement de 5 m

- réalisation de la partie supérieure du voûte de soutènement en béton armé

phase 3: la plus importante des phases vu le nombre de tâches qui la composent

- des terrassements en masse en 2 ateliers menés de front depuis la plateforme 484,20<sup>m</sup> jusqu'au niveau 480,80<sup>m</sup> de part et d'autre de la voûte du tunnel de façon à décharger symétriquement la voûte du tunnel et à réaliser une plateforme de travail pour la démolition de la voûte sur une longueur de 10,00<sup>m</sup>

- démolition des maçonneries de la voûte du tunnel par plots de 10,00<sup>m</sup> et mise en dépôt des matériaux réutilisables.

- réalisation des terrassements généraux en deux ateliers menés

de front jusqu'au niveau de l'arasement des pignons du tunnel à l'altitude du plan de roulement sur une longueur de 10,00 m avec évacuation des matériaux extraits.

- Démolition des maçonneries des pignons jusqu'à 0,15 m au dessous du plan de roulement.

- réalisation des terrassements complémentaires pour l'exécution des tranchées drainantes

- création de la tranchée drainante

- reprise des matériaux de démolition provenant de la voûte et des pignons pour la création du ferré maçonné depuis le plan de roulement de la voie au niveau 485,00 m

- reprise de la construction de la partie inférieure du voûte de soutènement

préalablement à la réalisation du ferré maçonné on mettra en place la maçonnerie en vrac.

les joints de mortier auront une épaisseur de 3,00 cm

tous les 20 m<sup>2</sup> on mettra en place des barbacanes P.V.C 150

- un collecteur drainant (P.V.C  $\phi$  300) recueillera les eaux de drainage dont la pente sera la même que celle de la voie

- phase 4 :- elle comporte

- dépôt des Couches et des Cintres

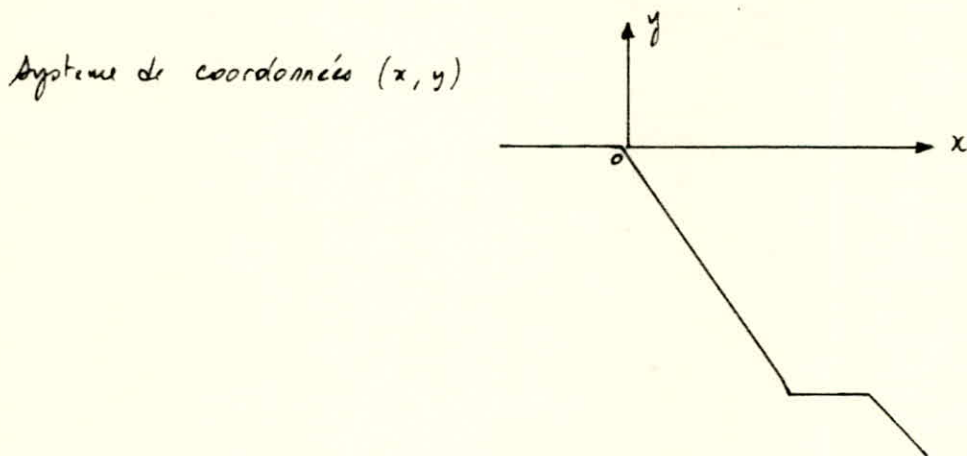
- démolition de la longrine existante depuis la création des tunnels et réalisation des caniveaux latéraux par plots de 4 m alternés, et des butons transversaux sur toute la longueur du tunnel implantés à 80 cm (face supérieure) et auront une section de 45 x 45 cm

- Remise en état des lieux (reconstruction du mur de soutènement, mise en place d'un remblai à l'emprise des accès provisoires)

### 3.2 Stabilité des talus :-

Il s'agit de vérifier si le talus ne risque pas de subir un glissement. on a eu recours pour cette vérification à l'utilisation du programme établi par nos camarades qui calcule le coefficient de sécurité au glissement par la méthode de Fellenius pour un cercle dont l'utilisateur précisera le centre et le rayon.

	abscisse (x) (m)	ordonnée (y) (m)	rayon R (m)	Coeff de Sécurité
stabilité du talus 1. 2. 3	10,00	14,00	19,39	1,476
stabilité du talus 1. 2. 3. 4. 5	28,00	24,00	37,74	1,284



On remarque que la valeur du coefficient de sécurité du talus 1. 2. 3 est légèrement inférieure au coefficient admissible, pour cela le perre bétonné est prévue juste après les terrassements.

pour ce qui est du talus 1. 2. 3. 4. 5 le coefficient de sécurité est assez faible; dommage que la vérification au glissement de l'ensemble n'a pas été faite, néanmoins on pense que la stabilité sera vérifiée grâce à la présence des perres munis de bèches (voir suite).



#### 4- Caractéristiques des matériaux utilisés :

Béton :

pour les perrés, fondations et murs

Dosage 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe 325

pour les caniveaux et les butons

Dosage 350 kg de ciment de laitier ou clinker boulé et bien vibré

$$\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

béton de propreté

Dosage 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe 250.

Mortier :

pour le garnissage des joints

Dosage 400 kg de ciment minimum par m<sup>3</sup> de sable tamisé.

Contraintes :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \bar{\sigma}'_{28}$$

$\alpha = 1$  Ciment de classe 325.

$\beta = 1$  Béton contrôlé

$\gamma = 1$   $h_m \geq 4 C_g$   $\left\{ \begin{array}{l} h_m = \text{épaisseur des éléments de construction} \\ C_g = \text{dimensions des granulats.} \end{array} \right.$

$\delta =$  dépend de la nature des sollicitations

$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 0,3 \quad \text{compression simple} \\ \delta = 0,6 \quad \text{flexion simple} \end{array} \right.$

$\varepsilon = 1$

flexion simple  $\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$

compression simple  $\bar{\sigma}'_{b0} = 81 \text{ kg/cm}^2$

traction :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \bar{\sigma}'_{28}$$

avec  $\theta = 0,019 + \frac{2,1}{\sqrt{27}} = 0,026$

d'où  $\bar{\sigma}_b = 6,96 \text{ kg/cm}^2$

Acier :-

les aciers utilisés pour les armatures pour le Béton seront des Aciers Fe E 24 et des aciers à haute adhérence Fe E 40 Conformément aux normes en vigueur, les éléments seront réalisés avec reprise de bétonnage ( $f = \frac{2}{3}$ )

classe de l'Acier	$\sigma_{en}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
Fe E 24	2400		1600	
Fe E 40	$\phi \leq 20$	$\phi \geq 25$	$\phi \leq 20$	$\phi \geq 25$
	4200	4120	2900	2747

Maçonneries :-

les valeurs obtenues des essais mécaniques réalisés sur des échantillons de maçonnerie sont les suivantes

- Compression simple sur les moellons : valeur minimum 655 bars
- Traction par fendage (essai brésilien) : 6 à 92 bars

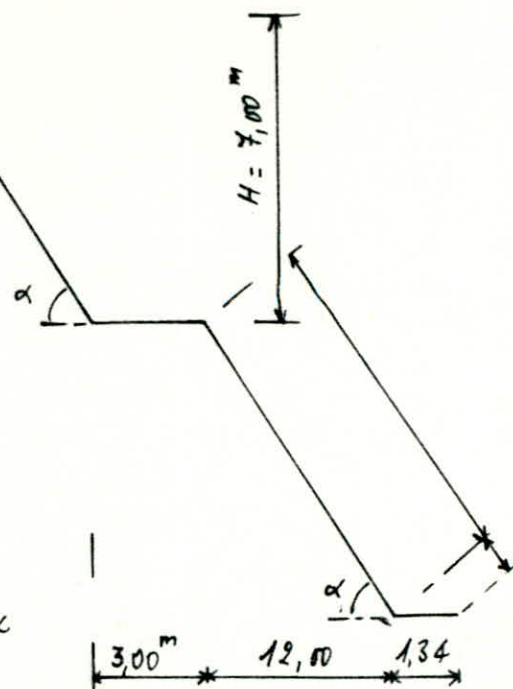
Remblais :-

des essais ont été réalisés par le L.N.T.P.B et ont donné les résultats suivants :-

- les limites d'Atterberg donnent en moyenne  $w_L = 33\%$  ;  $I_p = 13$   
Ces résultats sont caractéristiques d'une argile peu plastique
- la teneur en carbonate est très faible : environ 6% de  $\text{CaCO}_3$
- poids spécifique  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

### III. 1. DIMENSIONNEMENT DES PERRÉS :-

les murs de soutènement en maçonneries s'opposent par leur propre poids à la poussée des terres qu'ils retiennent ; les murs de soutènement en Béton Armé, au contraire, mobilisent le poids des terres qui s'appuient sur eux pour équilibrer le moment de renversement dû à la poussée des terres et assurer, ainsi, la stabilité de l'ensemble



hypothèses de Calcul :-

- 1°/ on néglige le frottement mur-sol ( et ceci pour deux raisons
  - a/ le fait de négliger le frottement mur-sol augmente la poussée horizontale sur le mur
  - b/ le frottement lui une force stabilisatrice
- 2°/ on suppose que  $\beta/\varphi = 1$

ou  $\beta =$  angle de talus

$\varphi =$  Angle de frottement Interne

$\lambda = 60^\circ$  Angle de parement

D'après les tables de Caquot- Kerisel- Absi, et pour  $\frac{\delta}{\varphi} = 0$ ,  $\frac{\beta}{\varphi} = 1$  on lire  $K_a =$  Coefficient de poussée des terres égal à 0,078

- 3°/ on supposera que le Coefficient de transmission des surcharges  $K_q$  est égale à  $K_a$

PERRÉ MAÇONNÉ :-

La poussée du Remblai  $P = K_a \cdot \gamma \cdot H = 0,078 \times 2 \times 7 = 1,092 \text{ t/m}^2$

La poussée du mur :-  $V = \gamma_M \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$

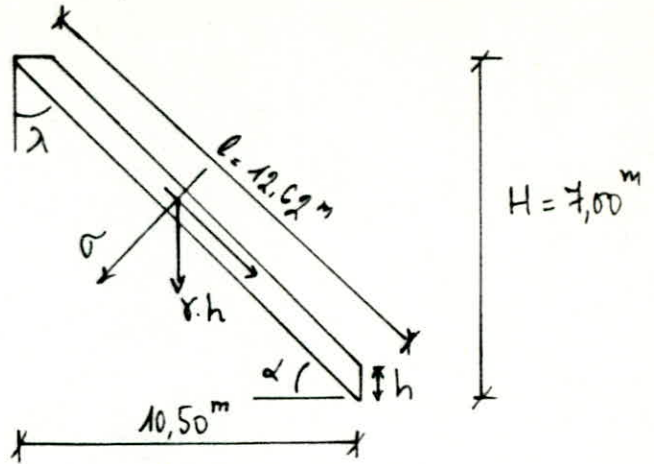
ou  $\gamma_m =$  densité spécifique des maçonneries égale à  $2,2 \text{ t/m}^3$   
 $h =$  épaisseur du perré maçonné  
 $\alpha = 33,69^\circ$

L'équilibre des forces donne :-

$$P = \gamma_m \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$$

$$P = 2,2 \cdot h \cdot \cos^2 33,69$$

$$\Rightarrow h = \frac{1,092}{1,523} = 0,717 \text{ m}$$



on prendra une épaisseur de 30 cm pour le perré maçonné

### PERRÉ BÉTON :-

on considère le poids des terres et du perré maçonné au dessus de la risberme, comme une surcharge.

Poids des terres:

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 8 \cdot 7 \cdot 10,50 = \frac{1}{2} \times 2 \times 7 \times 10,50$$

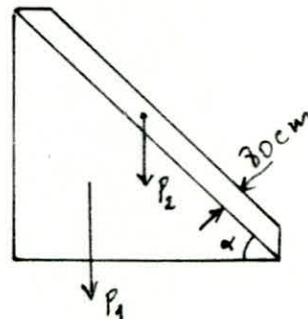
$$P_1 = 73,5 \text{ t/ml}$$

Poids du perré :-

$$P_2 = \gamma_m \cdot h \cdot l = 2,2 \times 0,8 \times 12,62$$

$$P_2 = 22,211 \text{ t/ml}$$

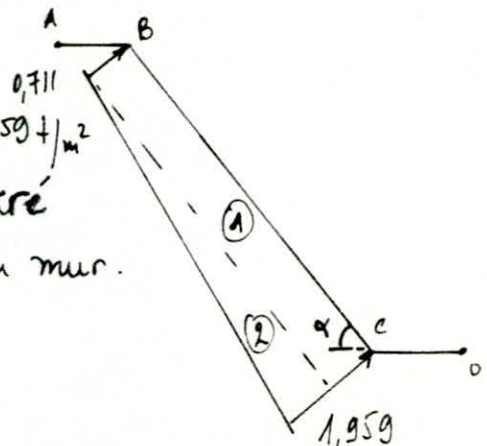
$$\text{Soit une surcharge de } q_p = \frac{73,5 + 22,211}{10,50} = 9,11 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma_B = K_q \cdot q = 0,078 \cdot 9,11 = 0,711 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_C = K_q \cdot q + K_a \gamma h = 0,078 (9,11 + 2 \cdot 8) = 1,959 \text{ t/m}^2$$

on dimensionnera l'épaisseur du perré béton à partir de la stabilité du mur.



## 2. Verifications Diverses :

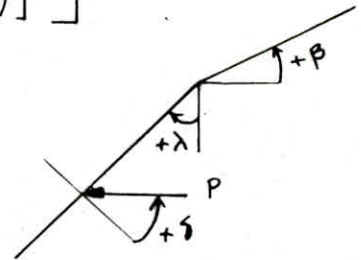
Calcul des coefficients de poussée et de transmission des surcharges :  
 l'angle de talus du perré est égale à  $10^\circ$   
 l'obliquité de la poussée sur le perré peut atteindre  $20^\circ$  C'est à dire  
 l'angle de frottement interne du sol. puisqu'on admet que le contact  
 béton/pol est plus rugueux que le pol lui même.  
 dans les conditions on peut calculer les coefficients de poussée  
 par deux méthodes (formules ; abaques).

Formules de base :

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\delta - \lambda) \left[ 1 + \frac{[\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)]^{1/2}}{\cos(\varphi - \lambda) \cos(\beta + \lambda)} \right]^2} = 0,09$$

avec :

$$\begin{aligned} \beta &= 10^\circ & \varphi &= 20^\circ \\ \delta &= 20^\circ & \lambda &= -56,31^\circ \end{aligned}$$



Abaques :

en utilisant les tables de Caquot-Kerisel :

$k_a$	$\lambda = -55^\circ$	$\lambda = -60^\circ$
$B/\varphi = 0,4$	0,053	0,029
$B/\varphi = 0,6$	0,055	0,029

par double interpolation on obtient  $k_a = 0,047$

Ce coefficient s'applique le long du rampant (l)

Coefficient de transmission des surcharges :

$$k_q = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cdot \cos \delta_2}{\cos \alpha + \sin \varphi \cdot \cos \delta_1} e^{-2\varphi \tan \varphi} = 0,085$$

$$\text{avec } \sin \delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \quad \sin \delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$

$$\mu = \frac{1}{2} \left( \frac{\pi}{2} + \varphi - \alpha - \delta_1 \right) \quad , \quad \varepsilon = \frac{1}{2} \left( \frac{\pi}{2} - \varphi - \delta_2 + \delta \right)$$

$$\varphi = \Omega - \frac{\pi}{2} + \frac{1}{2} (\delta_1 + \delta_2 - \alpha - \delta) \quad , \quad \Omega = \frac{\pi}{2} + \omega + \beta$$

zones	Efforts (t/ml)	bras de levier (m)	M <sup>E</sup> renversant /o
1	10,253	8,55	87,663
2	8,998	6,147	55,308
			142,97

travains	Efforts (t/ml)	bras de levier	M <sup>E</sup> stabilisant /o
A - B	7,5 e <sub>p</sub>	15,10	113,25 e <sub>p</sub>
B - C	36,05 e <sub>p</sub>	7,60	273,98 e <sub>p</sub>
C - O	4 e <sub>p</sub>	0,80	3,20 e <sub>p</sub>
			390,95 e <sub>p</sub>

$$\text{donc } e_p = \frac{142,97}{390,5} = 0,366 \text{ m}$$

soit une épaisseur  $e_p = 40 \text{ cm}$  pour le perré béton.

Remarque :-

- 1- on a effectué deux cas pour le prédimensionnement
  - 1-a/ on a supposé que le perré béton se trouve dans la partie supérieure, l'épaisseur obtenue était de 15 cm et la condition de non soulèvement non vérifiée
  - 1-b/ En supposant que le perré béton se trouve dans la partie inférieure l'épaisseur obtenue était de 40 cm.
- 2- pour la disposition finale, on a opté pour le perré béton dans la partie supérieure et cela pour les raisons suivantes :-
  - stabiliser le perré maçonné entre la base (caniveau) et le perré béton
  - protection contre les eaux de ruissellement
  - facilité de construction du perré maçonné en partie inférieure

## 2.1 - Stabilité du Perré bétonné :-

### Stabilité au renversement :

On doit vérifier que le moment dû au poids du mur (moment résistant) permet de s'opposer au moment de renversement dû à la poussée du sol.

$$\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment renversant}} > F_r$$

$F_r$  : Coefficient de stabilité au renversement.

### Poussée des terres :

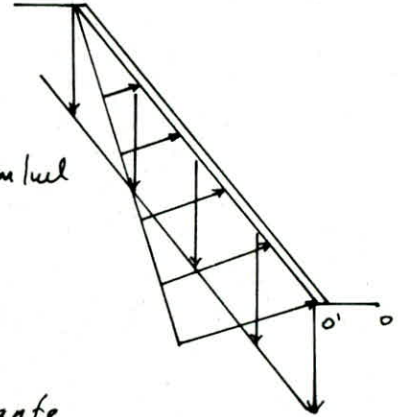
$$P_t = \frac{1}{2} k_a \gamma l^2 \cos \delta = 9,184 \text{ t/m}$$

$$\text{bras de levier} = 6,147 \text{ m}$$

$$\text{Moment renversant} /_0 = 9,184 \times 6,147 = 56,454 \text{ t.m/m}$$

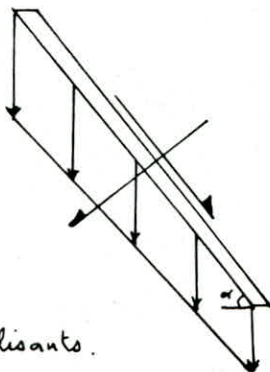
$$\begin{aligned} \text{Moment stabilisant} /_0 &= 14,42 (6 + 1,6) + 1,6 (0,8) \\ &= 110,872 \text{ t.m/m} \end{aligned}$$

$$F_s = \frac{110,872}{56,454} = 1,96 \text{ Sécurité Suffisante.}$$

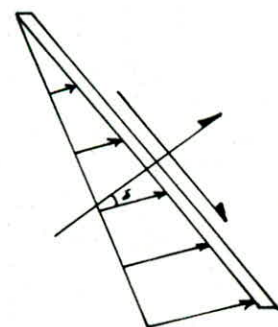


### Stabilité au soulèvement :

Cette vérification est assurée lorsque la composante normale de la poussée des terres au niveau "O" est inférieure à la composante normale du poids du perré.



Efforts stabilisants.



Poussées renversantes.

### Composante normale de la poussée :

$$\sigma_n = \sigma_p \cdot \cos \delta = \gamma_s \cdot l \cdot k_a \cdot \cos \delta = 2 \cdot 14,42 \cdot 0,047 \cdot \cos 20^\circ = 1,273 \text{ t/m}^2$$

### Composante normale du poids :

$$\sigma_n' = \sigma_m \cdot \cos \alpha = \gamma_b \cdot e \cdot \cos \alpha = 2,5 \cdot 0,40 \cdot \cos 33,69^\circ = 0,832 \text{ t/m}^2$$

On constate qu'avec l'hypothèse la plus pessimiste sur le coefficient de poussée, on a un léger dépassement de la contrainte

de poussée par rapport au poids du mur. Cette différence peut être reprise par le béton travaillant en dalle sur 1,6 m au point "O" ou par une bêche ancrée à la limite au point "O". Cette bêche appelée aussi raidisseur prévue pour amarrer le mur dans le sol et augmenter par la même occasion sa stabilité au soulèvement et ceci par l'effet stabilisateur de butée exercé sur la face aval.

Dimensionnement des bèches :

bêche inférieure :

Composante tangentielle de la poussée :

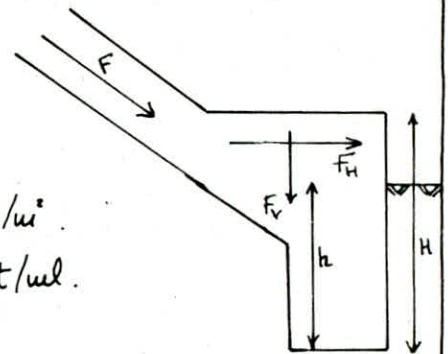
$$\sigma_z = \sigma_p \cdot \sin \delta = \gamma_s \cdot k_a \cdot l \cdot \sin 20^\circ = 0,464 \text{ t/m}^2$$

$$P_z = \frac{1}{2} \sigma_z \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 0,464 \cdot 14,42 = 3,345 \text{ t/ml}$$

Composante tangentielle du poids :

$$\sigma_z' = \sigma_H \cdot \sin \alpha = \gamma_b \cdot l \cdot \sin \alpha = 0,555 \text{ t/m}^2$$

$$P_z' = \sigma_z' \cdot l = 0,555 \cdot 14,42 = 8,003 \text{ t/ml}$$



la résultante de l'action du perré sur la bêche peut être estimée comme se réduisant à une force parallèle au perré de valeur :

$$F = 3,345 + 8,003 = 11,348 \text{ t/ml}$$

au niveau de la bêche, Cette force résultante se décompose en :

$$\text{force horizontale : } F_H = F \cdot \cos 33,69^\circ = 9,442 \text{ t/ml}$$

$$\text{force verticale : } F_V = F \cdot \sin 33,69^\circ = 6,295 \text{ t/ml}$$

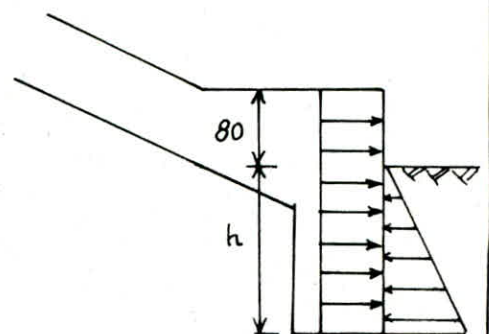
en phase provisoire, On peut supposer que la bêche peut reprendre une telle force et l'équilibre sera assuré par l'effet de butée sur la face aval de la bêche.

soit :

$$\frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_p \cdot h^2 = \frac{F_H}{(h + 0,80)} \cdot h$$

$k_p$  = Coefficient de butée fournie par les tables de Caquot-Kerisel

$$\text{pour } \left. \begin{array}{l} \frac{s}{\varphi} = 0 \\ \frac{B}{\varphi} = 0 \end{array} \right\} k_p = 2,05$$





$$4,1 h^2 + 3,28 h - 18,88 = 0$$

Cette équation admet comme solution  $h = 1,78 \text{ m}$ .

On prend  $h = 1,80 \text{ m}$

d'où  $H = 1,80 + 0,80 = 2,60 \text{ m}$  hauteur totale.

Dimensionnement de la base de la bêche :

On suppose que le sol reprendra l'effort vertical  $F_v = 6,295 \text{ t/ml}$

$$\frac{F_v}{S} \leq \bar{\sigma}_p \quad B \geq \frac{F_v}{100 \cdot \bar{\sigma}_p}$$

$\bar{\sigma}_p =$  Contrainte moyenne p'après le rapport de sol  $= 0,8 \text{ bars}$ .

d'où  $B \geq 78,69 \text{ cm}$ .

On prend  $B = 80 \text{ cm}$ .

bêche supérieure :

une bêche supérieure est prévue pour des raisons techniques (drainage, protection) et constructives ; elle aura des dimensions forfaitaires ainsi qu'un ferrailage minimum.

$B = 80 \text{ cm}$   $H_{\text{tot}} = 120 \text{ cm}$ .

## 2.2 - Stabilité du perré maçonné :

Stabilité au renversement :

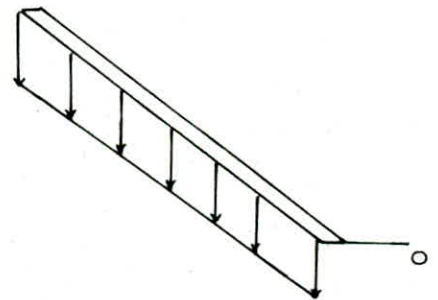
efforts stabilisants :

$$P_M = \bar{\sigma}_m \cdot l = \gamma_m \cdot l \cdot l$$

$$= 2,2 \cdot 0,8 \cdot 12,62 = 22,211 \text{ t/ml}$$

$$\text{bras de levier } l_0 = \frac{1}{2} (10,50) + 1 = 6,25 \text{ m}$$

moment stabilisant :  $138,819 \text{ t.m/ml}$ .



efforts renversants :

- le poids du perré béton et le poids des terres au dessus du perré maçonné seront considérés comme surcharges.

$$\text{Poids des terres : } \frac{1}{2} \cdot 8 \cdot 12,00 \cdot \gamma_p = 96 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids du perré béton : } 2,5 \cdot 0,4 \cdot 14,42 = 14,42 \text{ t/ml}$$

surcharge équivalente sera :

$$S = \frac{(96 + 14,42)}{12,00} = 9,2 \text{ t/m}^2$$

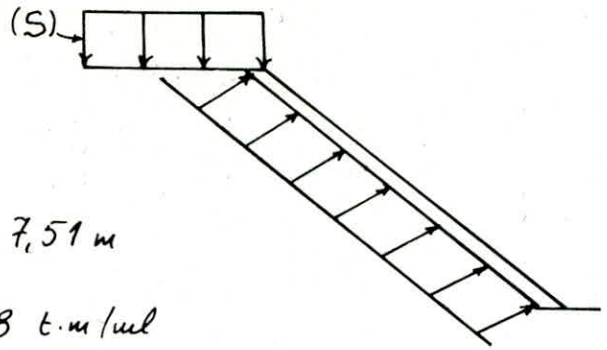
$$\sigma = k_q \cdot S = 0,085 \cdot 9,2 = 0,782 \text{ t/m}^2$$

$$P = \sigma \cdot l \cdot \cos \delta = 0,782 \cdot 12,62 \cdot \cos \delta =$$

$$P = 9,274 \text{ t/ml}$$

$$\text{bras de levier} = \frac{12,62}{2} + 1,20 = 7,51 \text{ m}$$

$$\text{Moment renversant} = 69,648 \text{ t.m/ml}$$



- Poussee des terres :

$$P_t = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_p \cdot l^2 \cos \delta = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 0,047 \cdot 12,62^2 \cdot \cos \delta = 7,034 \text{ t/ml}$$

$$\text{bras de levier} : \frac{12,62}{3} + 1,20 = 5,41 \text{ m}$$

$$\text{Moment renversant} = 38,054 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Moment renversant total} = 69,648 + 38,054 = 107,702 \text{ t.m/ml}$$

$$F_s = \frac{138,819}{107,702} = 1,29 < 1,5 \text{ insuffisant.}$$

la stabilité n'est pas assurée pour cela on ajoute une couche d'épaisseur 1,00m de maçonnerie en vrac de densité 1,8 t/m<sup>3</sup> en sous face du perré, qui jouera deux rôles :

- assurer la stabilité
- couche drainante et protectrice pour le perré maçonné.

- Poids de la maçonnerie en vrac :

$$P = \sigma \cdot l = \gamma_{m.v} \cdot l \cdot e = 1,8 \cdot 12,62 \cdot 1,00 = 22,716 \text{ t/ml}$$

$$\text{bras de levier} : \frac{10,50}{2} + 1,00 = 6,25 \text{ m}$$

$$\text{Moment stabilisant} = 141,975 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Moment stabilisant total} = 141,975 + 138,819 = 280,794 \text{ t.m/ml}$$

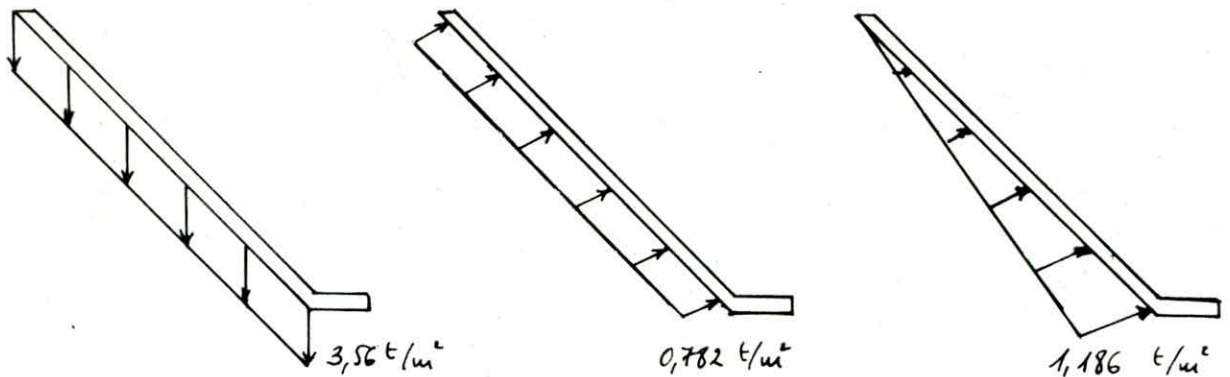
$$\text{d'où } F_s = \frac{280,794}{107,702} = 2,61$$

la stabilité est vérifiée avec un bon Coefficient de Sécurité.

Stabilité au soulèvement :

On doit avoir plus strictement une valeur de la composante normale de la poussee à la base du perré, inférieure au poids du perré

magonné qui ne peut être supposé travailler en talle.



efforts stabilisants

Poussée des surcharges

Poussée des terres.

Composante normale du poids :

$$\sigma_n = 3,56 \cdot \cos \alpha = 3,56 \times \cos 33,69^\circ = 2,962 \text{ t/m}^2$$

Composante normale des poussées (terres + surcharges).

$$\sigma_n' = (0,782 + 1,186) \cos \delta = 1,849 \text{ t/m}^2$$

la condition de non poulèvement est donc vérifiée avec un coefficient de sécurité de 1,60.

Composantes tangentielles :

Comme dans le cas du perré béton, les composantes tangentielles du poids et de la poussée sont acheminées jusqu'à la base du perré et viennent produire une force parallèle au perré de module :

$$P. (\text{perré magonné}) \sin \alpha = 2,2 \cdot 12,62 \cdot 0,8 \cdot \sin \alpha = 12,321 \text{ t/ml}$$

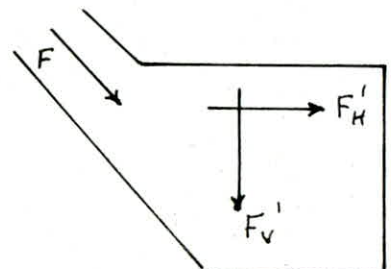
$$\begin{aligned} \text{Poussée des terres} \times \sin \delta &= \left( 0,782 \cdot 12,62 + 1,186 \frac{12,62}{2} \right) \sin 20^\circ = \\ &= 5,935 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

la composante totale à la base du perré magonné est :

$$11,348 + 12,321 + 5,935 = 29,604 \text{ t/ml}.$$

$$F_H' = 29,604 \cdot \cos 33,69^\circ = 24,63 \text{ t/ml}$$

$$F_V' = 29,604 \cdot \sin 33,69^\circ = 16,42 \text{ t/ml}$$



Verification de la contrainte dans les maçonneries :-

$$\sigma = \frac{T}{S} = \frac{29,604}{1 \times 0,8} = 38 \text{ t/m}^2$$

on remarque que cette contrainte est largement admissible dans des maçonneries

dimensionnement de la sous-face de fondation :-

la pression en sous-face est donnée par :

$$\sigma = \frac{F'_v}{S}$$

où  $F'_v$  : l'effort vertical

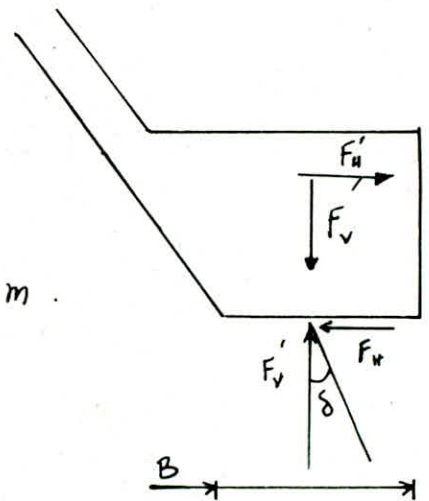
$S$  : surface de la sous-face de fondation.

$$\sigma = \frac{F'_v}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \frac{F'_v}{1,00 \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{d'où } B \geq \frac{16,42}{1,00 \times 8} = 2,05 \text{ m.}$$

$$\text{soit } B = 2,10 \text{ m.}$$



Nota :-

Il est à craindre qu'à long terme l'on ne puisse équilibrer la composante tangentielle  $F'_H$ , puisque l'on ne peut reprendre que  $F'_H = F'_v \operatorname{tg} \delta = 16,42 \operatorname{tg} 20^\circ = 6^t$  en sous face de la semelle, et que la mobilisation de la butée sur la face côté voie de la fondation risque d'exiger trop de déplacement des maçonneries ; d'où le recours à un boulonnage de la base du ferré maçonnerie qui reprendra la totalité de la composante tangentielle.

### 3.1 - Ferrailage de la bêche inférieure :-

la bêche sera considérée encastrée au perré et soumise aux efforts de butée du terrain.

$$q = 2 \cdot \frac{F_H}{l} = 10,49 \text{ t/ml}$$

Diagramme des efforts tranchants :

$$0 \leq x < 1,8 \text{ m}$$

$$T(x) = qx - \frac{1}{2} q \frac{x^2}{l}$$

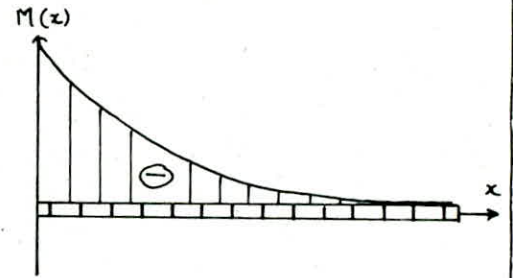
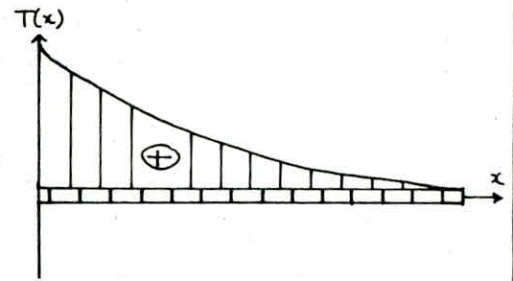
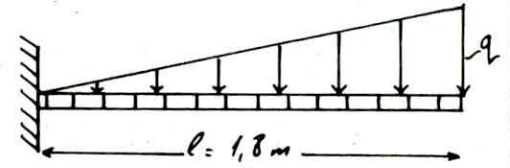
$$T_{\max} = T(l) = q \frac{l}{2} = 9,442 \text{ t/ml}$$

Diagramme des moments fléchissants :

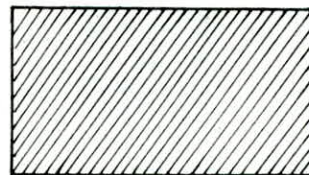
$$0 < x < 1,8 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{1}{2} qx^2 - \frac{1}{6} q \frac{x^3}{l}$$

$$M_{\max} = M(l) = \frac{1}{3} ql^2 = 11,33 \text{ t.m/ml}$$



Section droite  $100 \times 80 \text{ cm}^2$



Moment résistant du béton :

$$M_{rb} = kbh^2$$

$$k = \frac{1}{2} \sigma_c' \alpha \cdot \gamma$$

$$\alpha = \frac{n \sigma_c'}{n \sigma_c' + \sigma_s} = 0,465$$

$$\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,845$$

$$k = 31,83$$

d'où  $M_{rb} = 203,72 \text{ t.m} > M_{flexion}$  donc  $A' = 0$

$$A = \frac{M_{flex}}{0,875 \cdot h \cdot \sigma_s} = \frac{11,33 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 72 \cdot 2800} = 6,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{choisit} = 4T16 \quad (8,04 \text{ cm}^2)$$

Condition de non fissuration :-

pour limiter la fissuration, la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\text{Fissuration systématique : } \sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f}$$

$$\text{Fissuration accidentelle : } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$\phi$  : diamètre nominal (en mm) de la plus grosse barre tendue = 16 mm.

$\eta$  : Coefficient de fissuration = 1,6 barres à haute adhérence.

$k$  :  $1 \cdot 10^6$  fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte de traction du béton = 6,96 kg/cm<sup>2</sup>.

$$w_f : \text{pourcentage de fissuration} = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot B \cdot d}$$

A : section d'armatures tendues

B : largeur de la section

d : distance entre le Centre de gravité des aciers et la fibre extrême tendue du béton.

$$w_f = 0,00503 = 0,503 \%$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = 478,91 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2002,24 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{ca} \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{array} \right. = 2002,24 \text{ kg/cm}^2.$$

Verification des Contraintes normales :

On doit vérifier les contraintes suivantes :

$$\bar{\sigma}_b' = k x < \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_a = k n (h - x) < \bar{\sigma}_a'$$

$$\bar{\sigma}_a' = k n (x - d') < \bar{\sigma}_a'$$

$$\text{avec } k = \frac{M}{I}$$

M : moment flechissant

I : moment d'inertie

$x$  : position de l'axe neutre donnée par l'équation du moment statique :  $\frac{bx^2}{2} + nA'(x-d') - nA(h-x) = 0$

$I$  : moment d'inertie =  $\frac{bx^3}{3} + nA'(x-d')^2 + nA(h-x)^2$

$M$ (t.m)	$A$ (Cm <sup>2</sup> ) <i>calculé</i>	Choix	Section	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$I$ (Cm <sup>4</sup> )	$x$ (Cm)	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_w$ (kg/cm <sup>2</sup> )
11,33	6,24	4T16	8,04	478,91	2002,24	491219,6	12,03	2074,82	34,5

On remarque que les contraintes normales sont vérifiées par contre la condition de non fissuration n'est pas satisfaite d'où un ferrailage à partir de cette dernière s'impose.

$$A = \frac{M}{\gamma \sigma_2} = \frac{11,33 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 72 \cdot 2002,24} = 8,98 \text{ Cm}^2/\text{rel}$$

soit 5T16 (10,50 Cm<sup>2</sup>).

$M$ (t.m)	$A$ (Cm <sup>2</sup> ) <i>calculé</i>	Choix	Section	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$x$ (Cm)	$I$ (Cm <sup>4</sup> )	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_w$ (kg/cm <sup>2</sup> )
11,33	8,98	5T16	10,50	615,84	2002,24	13,57	621010,1	1599,04	24,76

d'où les contraintes sont vérifiées

Condition de non fragilité :

la section des armatures tendues doit être suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton. Cette condition sera satisfaite si l'on choisit la section d'acier "A" tel que

$$A = \max \{ A_0, \min (A_1; A_2) \}$$

$A_0$  : section d'acier suffisante pour résister aux différentes sollicitations.

$A_1$ : section nécessaire pour résister aux sollicitations majorées de 20%

$A_2$ : section d'acier pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration.

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b \cdot h$$

$$A_0 = 8,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 8,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} A_0 \\ \min(A_1; A_2) \end{array} \right. = 8,98 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{choisit}} = 10,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'où la condition de non fissuration est vérifiée.

Vérification à l'effort tranchant:-

vérification de la contrainte de cisaillement du béton ( $\bar{\tau}_b$ )

pour des armatures d'ames droites  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \\ \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$

notre cas  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 81 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,36 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9,442 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,875 \cdot 72} = 1,50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

les armatures droites sont suffisantes.

Calcul des espacements des armatures droites:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

On choisit deux cadres  $\phi 10$  et un étrier  $\phi 10$  c'est à dire une section de  $6 \phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{il y a reprise de bétonnage}$$



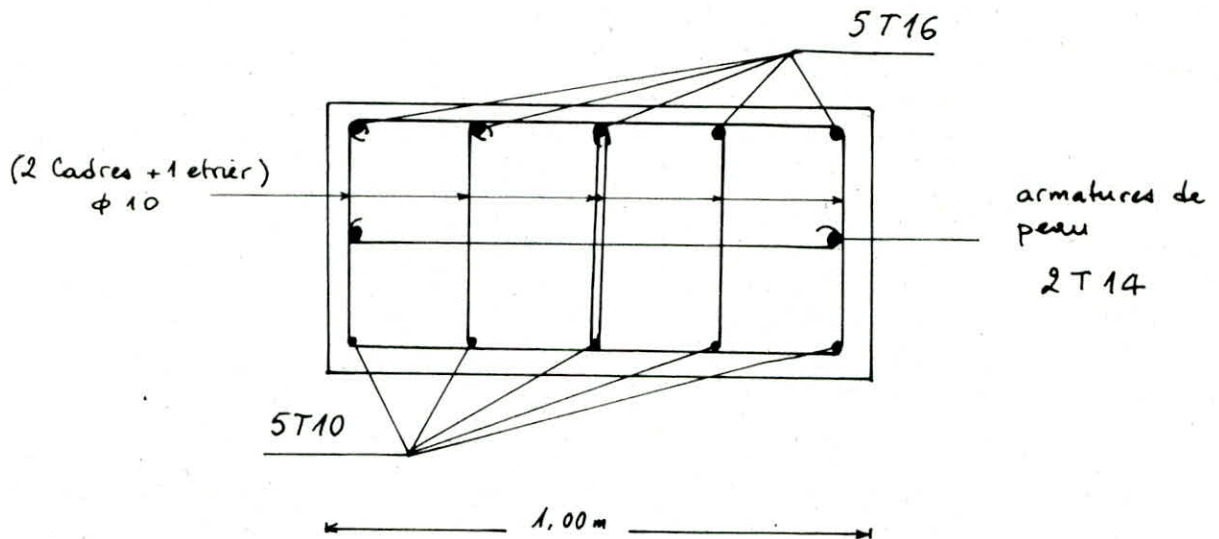
$$t = \frac{4,71 \cdot 0,875 \cdot 72 \cdot 1600}{9,442 \cdot 10^3} = 50,28 \text{ cm}$$

Calcul de l'espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 14,4 \text{ cm} \\ (1 - 0,3 \frac{\sigma_u}{\bar{\sigma}_u}) h = 67,35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

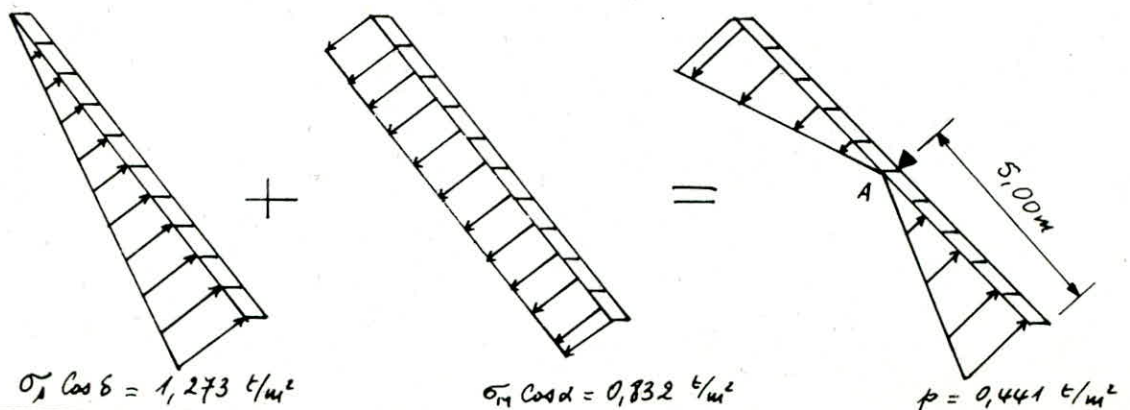
On a bien  $t = 50 \text{ cm} < \bar{t}$   
 donc on mettra 2 Cadres  $\phi 10$  et un étrier  $\phi 10$  tous les 50 cm.

Schema de ferrailage :



### 3.2 - Ferrailage du Perré Béton :

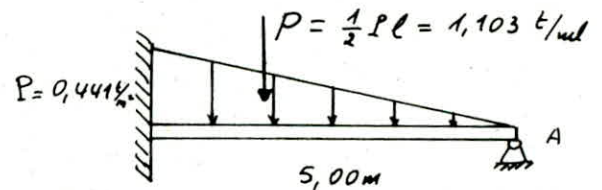
Le perré béton sera supposé encastré à son extrémité inférieure, et simplement appuyé dans sa partie courante, et soumis à une poussée différentielle.



On remarque qu'à 5 m du bas, les poussées renversantes sont plus dominantes alors qu'au delà de 5 m c'est les poussées stabilisantes qui le sont.

Le mur sera donc calculé sous les poussées des terres (renversantes) en le supposant encastré à sa base et simplement appuyé en "A".

schéma statique :



D'après "Aide Memoire" R.D.M"

Diagramme des efforts tranchants :

$$T = \frac{P}{5l^2} (l^2 - 5x^2) \quad \left. \begin{array}{l} T=0 \\ x = \frac{l}{\sqrt{5}} \end{array} \right\}$$

$$T = 4,41 \cdot 10^{-2} (5 - x^2)$$

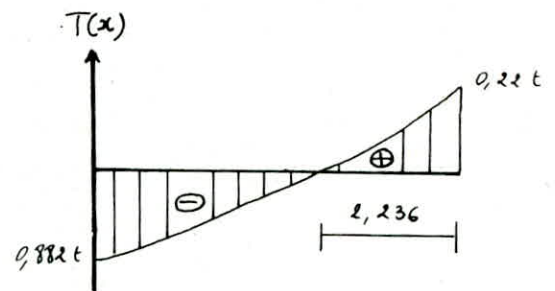
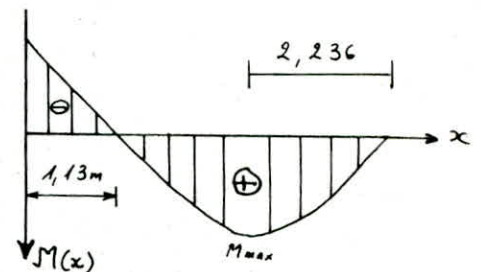


Diagramme des moments flechissants :

$$M = \frac{Px}{15l^2} (3l^2 - 5x^2)$$

$$M = 1,47 \cdot 10^{-2} (15 - x^2) x$$



$$M_{\max} = M\left(\frac{5}{\sqrt{5}}\right) = \frac{Pl}{16,8} = \frac{1,103 \cdot 5}{16,8} = 0,328 \text{ t.m}$$

Le moment étant très faible, il n'est pas déterminant pour le ferrailage du mur.

Effait de retrait :

d'après l'article 4.3 du C.C.B.A 68/70 pour les ouvrages non massifs à l'air libre, on admettra une contrainte de retrait de 10 bars sur le béton relatif à un raccourcissement uniforme.

soit un effort de traction dans le perre

$$T = 10 \cdot 0,40 = 40 \text{ t/ml}$$

section des armatures

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{40}{2,8} = 14,29 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

Section d'armatures pour une face sera  $\frac{A}{2} = 7,14 \text{ Cm}^2/\text{ml}$   
les armatures de répartition seront constituées de HA10 espacées de 20 Cm

Verifications diverses :

Verification des Contraintes normales :

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{40 \cdot 10^3}{7,70 \cdot 2} = 2597,40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{T}{B + nA} = \frac{40 \cdot 10^3}{100 \cdot 100 + 15 \cdot 7,70 \cdot 2} = 3,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,96 \text{ kg/cm}^2$$

d'où les contraintes sont vérifiées.

Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cm} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = k \frac{n}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10w_f} = 1416,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{n}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2140,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cm}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2140,48 \text{ kg/cm}^2.$$

La condition de non fissuration n'est pas vérifiée d'où la recherche des armatures tendues à partir de cette dernière.

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{40 \cdot 10^3}{2140,48} = 18,69 \text{ Cm}^2$$

pour une face  $\frac{A}{2} = 9,34 \text{ Cm}^2$  soit 7T14 (10,77 Cm<sup>2</sup>/ml/face)

Condition de non fragilité.

On doit avoir :

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq 0,23 \frac{\sigma_j}{\bar{\sigma}_e} \quad \text{avec } \sigma_j = 23,2 \text{ bars}$$

$$A \geq 0,23 \frac{23,2}{4200} \cdot 100 \cdot 100 = 12,70 \text{ cm}^2$$

d'où la condition de non fissuration est vérifiée.

### 3.3. Ferrailage de la bêche supérieure :

la bêche supérieure n'étant pas fortement sollicitée et ne sa section importante ( $80 \cdot 120 \text{ cm}^2$ ), la section d'armature sera déterminée à partir du pourcentage minimal de fissuration.

Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

pour  $\phi = 10 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = \frac{k n}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k n}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2533 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\frac{3}{2} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \max(\sigma_1, \sigma_2)$$

$$\sigma_1 < \sigma_2 \quad \frac{k n}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} < 2533$$

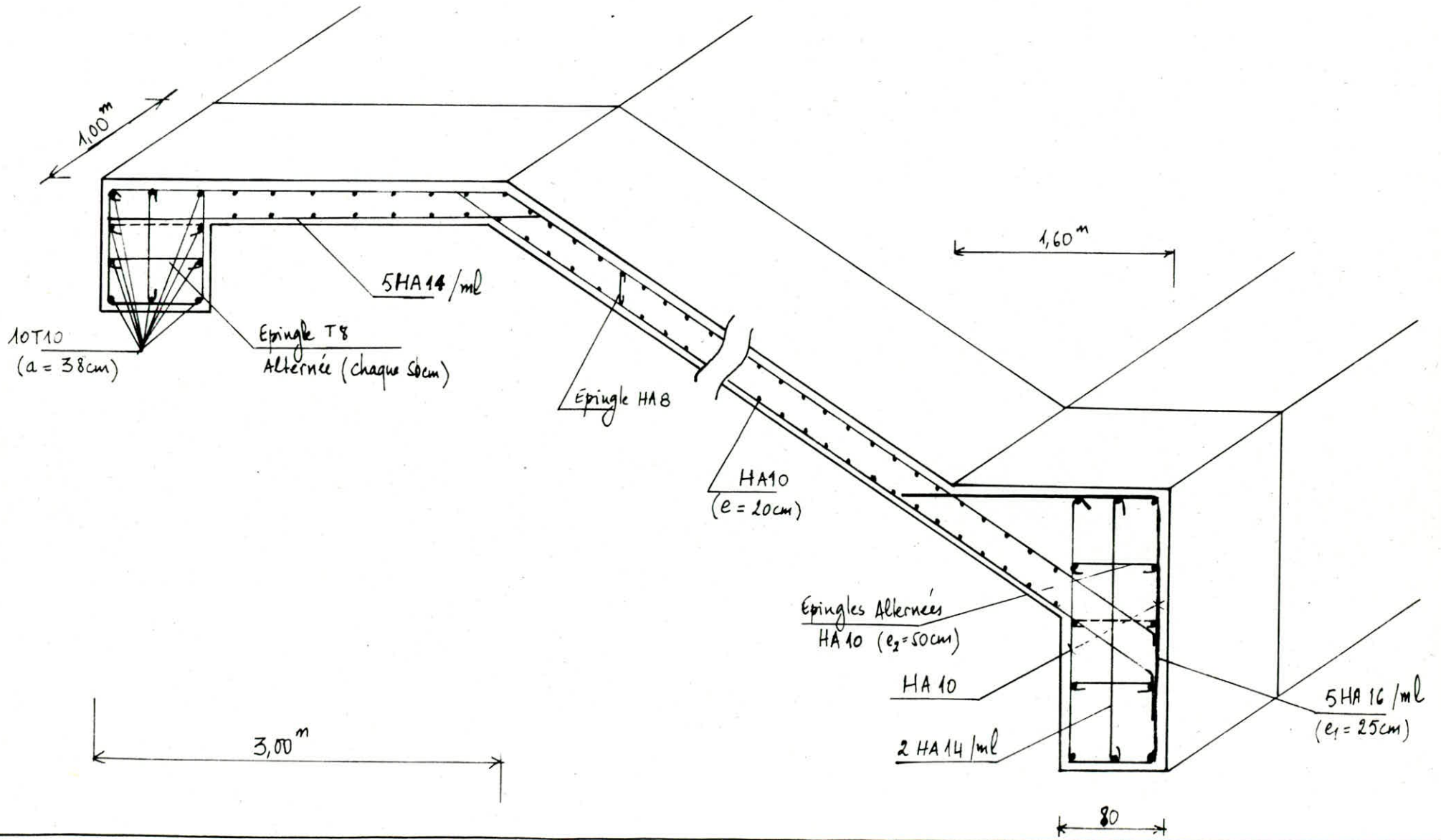
$$\text{d'où } w_f \leq 0,019 = 1,9 \%$$

il suffit de vérifier que  $w_{f_{\min}} = \frac{A}{2bd} \leq 0,019$

$$\frac{A}{d} \leq 3,05 \quad A = 9,15 \text{ cm}^2 \quad \text{pour } d = 3 \text{ cm}$$

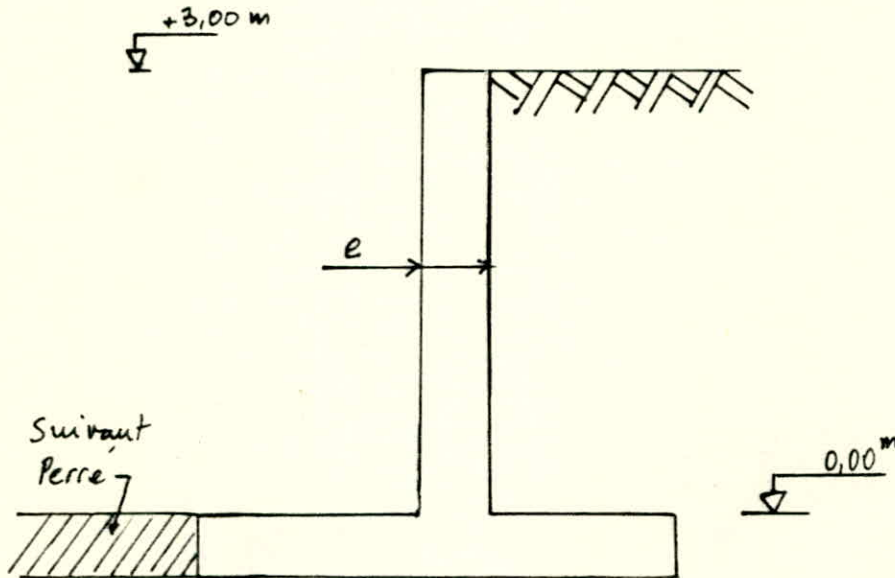
$$\text{soit } 10T10 \quad (7,85 \text{ cm}^2).$$

# "Schéma de ferrailage du perré béton"



### III.4 - ETUDE DU VOILE DE SOUTÈNEMENT :-

Introduction: le voile de soutènement est prévu à l'extrémité des perrés côté Constantine afin de soutenir les terres se trouvant du côté parallèle aux perrés. La différence de niveau entre les perrés et le terrain naturel est  $h = 3,00\text{ m}$ . Le remblai à l'arrière du mur sera constitué d'un matériau drainant, perméable et stable de caractéristiques pratiquement invariables dans le temps (sable; gravillon; gravier; caillasse)



Caractéristiques du remblai :-

$c \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\varphi \text{ (deg)}$	$\delta \text{ (deg)}$	$\gamma \text{ (t/m}^3\text{)}$
0	20	$\frac{2}{3}\varphi$	1,8

#### 4.1. Dimensionnement du mur :-

adoptons la loi assez courante en pratique qui donne l'épaisseur ( $e$ ) du mur en fonction de sa hauteur ( $h$ )

$$\frac{e}{h} = \frac{1}{10} \Rightarrow e = \frac{300}{100} = 30 \text{ cm}$$

#### Calcul des pressions :-

la contrainte s'exerçant sur le mur sous l'effet du sol à un niveau  $h_i$  sera donnée par :

$$\sigma_n = k_a \gamma h_i = k_a \delta \cdot h_i$$

cette contrainte se décompose en  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_H = \sigma_n \cos \delta \\ \sigma_V = \sigma_n \sin \delta \end{array} \right.$

avec  $k_a = \frac{\operatorname{tg} \theta \cdot \cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \varphi + \delta)}$  coefficient de poussée donné par

la méthode de Coulomb où  $\theta$  représente l'angle de rupture du sol derrière le mur pour lequel la poussée  $P_a$  est maximale

après itérations  $P_a$  est maximum pour  $\theta = 40^\circ$

d'où  $k_a = \frac{\operatorname{tg} 40 \cdot \cos(40 + 20)}{\sin(40 + 20 + \frac{2}{3} \cdot 20)} = 0,438$

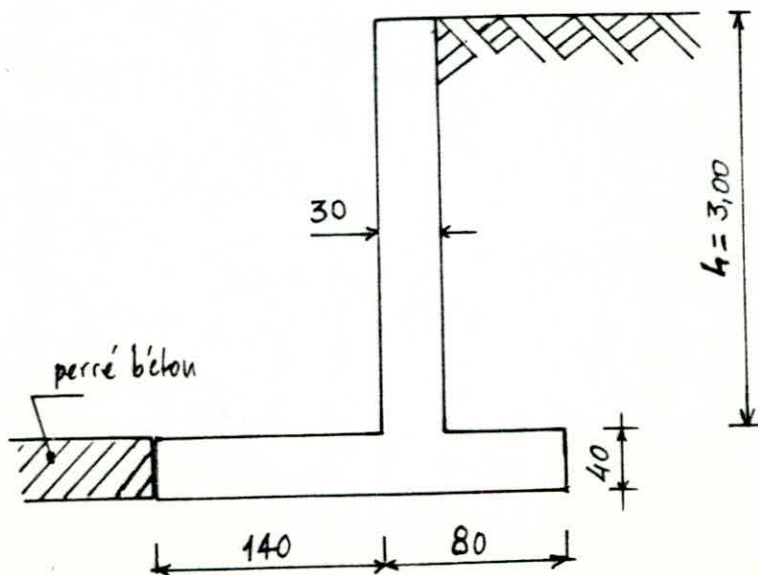
- Dimensionnement de la semelle :-

pour le dimensionnement de la semelle de fondation, on a mené un tatounement en se basant sur la méthode de calcul d'un mur en T (A. Guerrin t. 7).

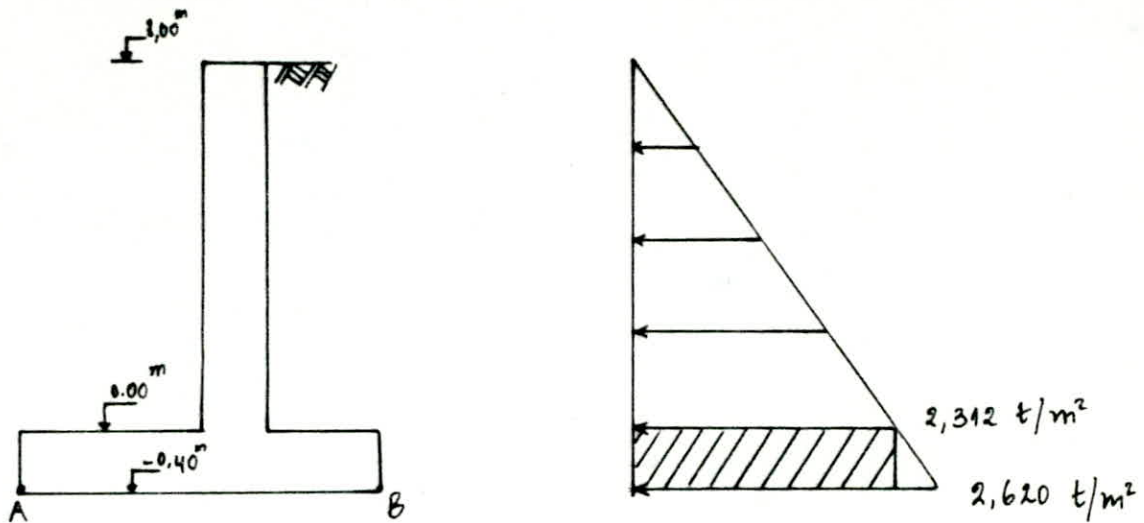
ou  $\left\{ \begin{array}{l} b = h \cdot 0,575 \cdot \sqrt{k_a} = 1,20 \text{ m} \\ a = \frac{b}{2} = 0,60 \text{ m} \end{array} \right.$

le profil définitif retenu satisfait les conditions suivantes :-

- la résultante des forces extérieures appartient au tiers central de la sous-face de fondation
- vérification des contraintes dans le sol



#### 4.2 - Diagramme des poussées statiques du sol :-



#### Efforts horizontaux et Moments renversants :-

NIVEAU X (m)	Efforts horizontaux (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment renversant par rapport à A (tm/ml)
-0,40 ÷ 0,00	0,986	0,202	0,200
0,00 ÷ 0,30	3,468	1,400	4,855
	$P_{tot} = 4,454$		$M_r^{tot} = 5,055$

#### Efforts verticaux et Moments stabilisants :-

Nature	Efforts verticaux (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment stabilisants par rapport à A (tm/ml)
pois du mur	2,250	1,55	3,488
pois de la semelle	2,200	1,10	2,420
pois du remblai	2,700	1,95	5,265
frottement remblai - mur	0,822	1,70	1,397
	$P_{tot} = 7,972$		$M_s^{tot} = 12,570$



#### 4.3. ETUDE DE LA STABILITÉ GÉNÉRALE 3-

pour la vérification de la stabilité les calculs seront conduits sous les sollicitations de service

stabilité au renversement :-

la stabilité au renversement est vérifiée si :-

$$\frac{M_s^{tot}}{M_r^{tot}} = F_r \quad \text{ou} \quad F_r = \text{coefficient de sécurité au renversement pris égal à } 1,5$$

$$\frac{12,49}{5,055} = 2,49$$

La stabilité au renversement est vérifiée

Vérification du tiers central :-

Moment par rapport à l'extrémité extérieure de la semelle :-

$$M_A = 12,57 - 5,055 = 7,515 \text{ tm}$$

d'où l'excentricité de la résultante des efforts par rapport à A

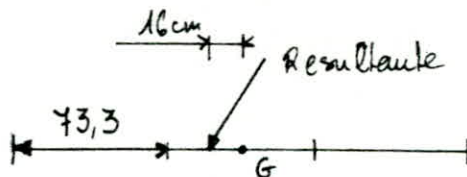
$$a = \frac{M_A}{Q_{tot}} = \frac{7,515}{7,972} = 0,94 \text{ m}$$

l'excentricité par rapport au centre de gravité de la semelle

$$e = \frac{a+b}{2} - a = 1,10 - 0,94 = 0,16 \text{ m}$$

$$e = 16 \text{ cm}$$

d'où la condition relative au tiers central est satisfaite



Vérification des contraintes en sous-face de la semelle :-

les contraintes en A et B

$$\sigma_{A,B} = \frac{Q_{tot}}{\Omega} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\text{avec } M = Q_{tot} \cdot e$$

$$\frac{I}{v} = \frac{b^3 \cdot h}{6} = \frac{220^3 \cdot 100}{6} = 906667 \text{ cm}^3$$

$$\Omega = 100 \times 220 = 22000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_A = 0,36 + 0,16 = 0,52 \text{ bars}$$

$$\sigma_B = 0,36 - 0,16 = 0,20 \text{ bars}$$

Verification au glissement horizontal :-  
 La verification au glissement horizontal est donnee par :-  

$$\frac{F_v \tan \varphi}{F_H}$$
 ou  $\varphi =$  angle de frottement fondation-sol

dans notre cas on ne peut parler de glissement horizontal car la fondation (semelle) est solidarisee par les perrés

Verification du poinçonnement de la fondation dans le sol :-  
 Il faut s'assurer que la base de la fondation est assez grande pour que l'ouvrage ne rentre pas dans le sol. soit

$$\text{soit } \frac{\bar{q}_a}{\sigma_a} = \frac{\text{capacite' portante du sol}}{\text{contrainte max verticale sous la fondation}} \geq 3$$

L'etude theorique de la stabilite d'un sol homogène sous charges inclinees et excentrees conduit au resultat suivant :-

$$\bar{q} = q_0 + \frac{i_\gamma \cdot 0,5 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \bar{B} + q_0 (i_q N_q - 1) + c \cdot N_c \cdot i_c}{F}$$

avec :

$\bar{q}$  = pression admissible sur le sol

$q_0$  = poids des terres au dessus de la surface considerée

$\bar{B} = B - 2e$  = largeur effective de la semelle.

$N_\gamma; N_\gamma; N_c$  = Coefficients des termes de profondeur; de surface; et de cohesion

$i_\gamma; N_\gamma; i_c$  = Coefficients correcteurs des termes de profondeur; de surface; et de cohesion

$F$  = coefficient de securite pris egal à 2,5 (D.T.U)

la valeur des coefficients correcteurs peut resulter d'etudes theoriques (TERZAGHI) ou semi-experimentales (BRINCH-HANSEN; MAYERHOF)

la methode la plus usuelle est celle de MAYERHOF qui semble etre pessimiste

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\varphi}{90}\right)^2 \quad \varphi \text{ et } \delta \text{ exprimes en degre}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$$

on comparera la valeur de  $\bar{q}$  à la contrainte  $q$  produite sur le sol de fondation en la supposant uniforme appliquée sur la largeur réduite  $\bar{B}$

pour  $\varphi = 20^\circ$

$$N_\gamma = 4,97$$
$$N_q = 6,40$$
$$N_c = 14,8$$

$$\bar{B} = B - 2e = 220 - 2 \times 16 = 188 \text{ cm}$$

$$i_q = i_c = 0,73$$

$$i_\gamma = 0,11$$

$$q_0 = \gamma D = 1,8 \times 3,00 = 5,4 \text{ t/m}^2$$

$$q = 5,4 + \frac{0,11 \cdot 0,5 \cdot 1,8 \cdot 4,97 \cdot 1,88 + 5,4 (0,73 \cdot 6,40 - 1) + 0}{2,5} = 13,70 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{\text{effort vertical}}{\text{surface de fondation}} = \frac{4,972}{1,00 \times 1,88} = 4,24 \text{ t/m}^2$$

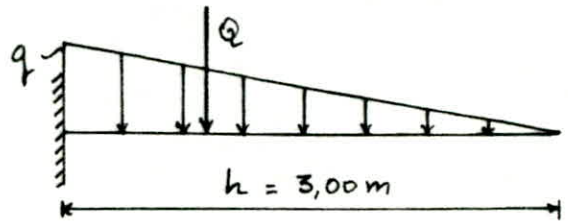
$$\frac{\bar{q}_a}{\bar{\sigma}_a} = \frac{13,70}{4,24} = 3,23 \quad \text{la portance est vérifiée}$$

## - Ferrailage du voile de soutènement

### 4.4 - Ferrailage du mur :-

Le mur sera considéré comme une console encastrée à la semelle et soumise aux efforts dus à la poussée des terres

schéma statique :



$$q = k \cdot \gamma \cdot h = 2,312 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \frac{1}{2} q h$$

Diagramme des Moments flechissants :-

$$M_x = \frac{Q (h-x)^2}{3 h^2}$$

$$M_{\max} = M(0) = \frac{Q h}{3} = 3,468 \text{ tm/ml}$$

Diagramme des efforts tranchants :-

$$T_x = \frac{Q}{h^2} (h-x)^2$$

$$T_{\max} = T(0) = Q = 3,468 \text{ t/ml}$$

Moment résistant du béton :

$$M_{rb} = K b h^2 \quad \text{avec } K = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_b \cdot \alpha \cdot \gamma$$

$$\text{avec } h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = 0,465$$

$$\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,845$$

$$\Rightarrow K = 31,83$$

$$\text{donc } M_{rb} = 19,89 \text{ tm} > M_{\text{flexion}} \Rightarrow A' = 0$$

la section suffisante d'armature

$$A = \frac{M_{fl}}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1,2 \times 3,468 \cdot 10^5}{0,875 \times 25 \times 2800}$$

$$A = 6,80 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5T14$$

### 4.5 - Condition de non fissuration :-

$$\sigma_1 = k \frac{\pi}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = 817 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \pi}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2140,5 \text{ bars}$$

la Condition de non fissuration n'est pas vérifiée

$$\sigma_a > \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2140,5 \text{ bars}$$

d'où la section d'armature

$$A = \frac{1,2 \cdot 3,468 \cdot 10^5}{0,875 \times 25 \times 2140,5} = 8,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 6T14 ( $A = 9,23 \text{ cm}^2$ )

les Armatures de repartition seront constituées de 5T10 par mètre  
soit un espacement de 20 cm.

Vérification des contraintes :-

moment (tm/ml)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	A choisie	Section (cm <sup>2</sup> /ml)	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma'_b$ (bars)	$\sigma_a$ (bars)	$\sigma_1$ (bars)	$\sigma_2$ (bars)
4,162	8,89	6T14	9,23	7,06	56291,60	52,20	1989,63	965,72	2140,5

on remarque que

$$\left| \begin{array}{l} \sigma_a < \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2140,5 \text{ b} \\ \sigma_b < \bar{\sigma}'_b = 102 \text{ b} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :-

$$A = \max (A_0 ; \min (A_1, A_2))$$

$$A_0 = 8,89 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 \times A_0 = 10,67 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \text{ bh} \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}} = 2,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A = 8,89 \text{ cm}^2 < A_{choisie}$$

la condition de non fragilité est vérifiée

Vérification à l'effort tranchant :-

$$T = 1,2 \times 3,468 = 4,162 \text{ t/ml}$$

la vérification au cisaillement est donnée par :-

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4,162 \times 10^3}{100 \times 0,875 \times 25} = 1,90 \text{ kg/cm}^2$$

la vérification est largement satisfaite donc pas d'armatures de cisaillement (transversales)

#### 4.6 - ferrailage de la semelle

pour la détermination des armatures ; il convient de déterminer les sollicitations à partir des valeurs nominales.

Combinaison	Eff. Vert (t/ml)	moment/A (tm/ml)	excentricité par rapp A e(m)	excentr./G e(m)	$\sigma_{max}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (t/m <sup>2</sup> )
G + 1,2 P	8,68	7,83	0,90	0,20	6,1	1,7

la semelle est soumise à :-

- la réaction du sol qui présente une répartition trapézoïdale

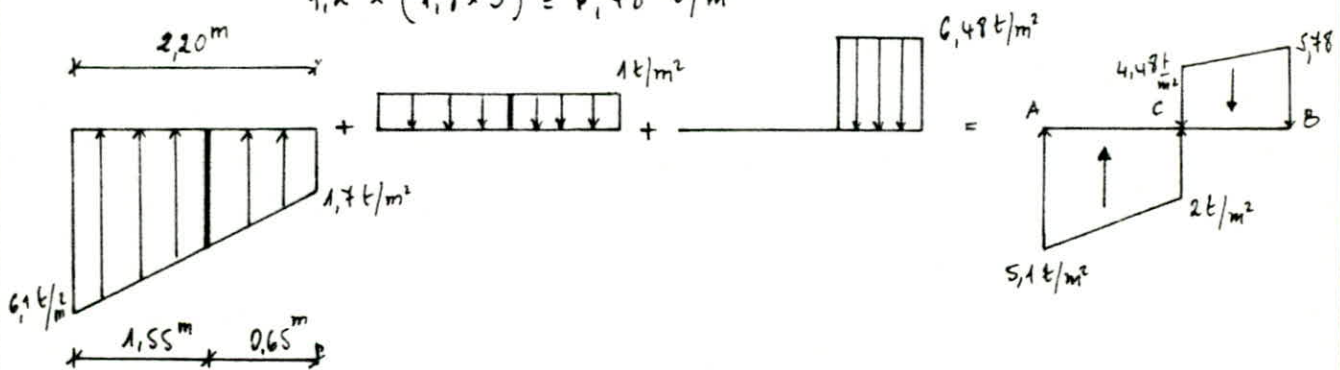
$$\sigma_{max} = 6,1 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{min} = 1,7 \text{ t/m}^2$$

- le poids propre de la semelle réparti uniformément soit :-

$$2,5 \times 0,4 = 1 \text{ t/m}^2$$

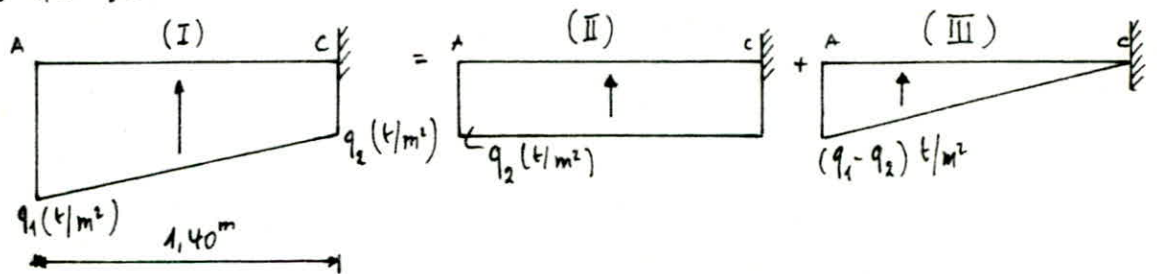
- le poids du remblais majoré de 20% : soit

$$1,2 \times (1,9 \times 3) = 6,48 \text{ t/m}^2$$



les parties AC et BC seront calculées comme des consoles encastrées et soumises aux chargements trapézoïdaux.

talon AC :-



$$q_1 = 5,1 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad q_2 = 2 \text{ t/m}^2$$

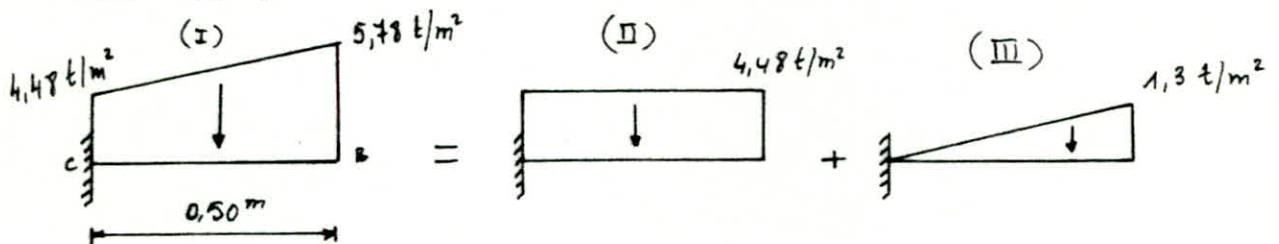
$$M_I = M_{II} + M_{III} = q_2 \frac{x^2}{2} + (q_1 - q_2) \frac{x^2}{3}$$

$$M_{max} = M(c) = 3,99 \text{ t/m/ml}$$

$$T_I = T_{II} + T_{III} = q_2 x + (q_1 - q_2) \frac{x}{2}$$

$$T_{max} = T(c) = 4,97 \text{ t/ml}$$

Talon BC ::



$$M_{I/c} = M_{II/c} + M_{III/c} = 0,67 \text{ t/m/ml}$$

$$T_{I/c} = T_{II/c} + T_{III/c} = 2,57 \text{ t/ml}$$

Calcul des armatures ::  $h = 40 \text{ cm}$  ,  $d = 5 \text{ cm}$ .

talon AC :

$$A = \frac{M_{fl}}{j \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{3,99 \cdot 10^5}{0,875 \times 35 \times 2800} = 4,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 5 T 12 ( $A = 5,65 \text{ cm}^2$ )

talon BC :

$$A = \frac{M_{fl}}{j \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,67 \cdot 10^5}{0,875 \times 35 \times 2800} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 2 T 10 ( $A = 1,57 \text{ cm}^2$ )

4.7 - Verification des contraintes ::

Moment (tm/ml)	A (cm <sup>2</sup> )	A choisie	Section (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\bar{\sigma}_b$ (bars)	$\bar{\sigma}_a$ (bars)	$\bar{\sigma}_2$ (bars)	$\bar{\sigma}_1$ (bars)
3,99	4,65	5 T 12	5,65	6,90	77969,75	35,36	2159,74	2312	713,05
0,67	0,78	2 T 10	1,57	3,93	24453,18	10,37	1265,52	2532,65	247,32

ou a bien  $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 162 \text{ bars}$

$$\sigma_a \leq \min \left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right\}$$

Les contraintes normales ainsi que la condition de non fissuration sont vérifiées

Condition de non fragilité :-

la section d'armature choisie doit satisfaire la condition

$$A_{\text{choisie}} \geq A = \max(A_0, \min(A_1, A_2))$$

	talon AC	talon BC
$A_0 \text{ (cm}^2\text{)}$	4,65	0,78
$A_1 = 1,2 A_0 \text{ (cm}^2\text{)}$	5,78	0,94
$A_2 = 0,69 \frac{bh}{\sigma_{\text{ser}}} \sigma_b'$	4,00	4,00
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	4,65	0,94
$A_{\text{choisie}}$	5,65	1,57

Vérification à l'effort tranchant :-

La contrainte tangentielle est donnée par  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$

avec T : l'effort tranchant maximum au niveau de l'encastrement

$$\tau_b = \frac{4,97 \cdot 10^3}{100 \times 0,875 \times 35} = 1,62 \text{ kg/cm}^2$$

on a  $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,36 \text{ kg/cm}^2$

la contrainte tangentielle est vérifiée donc pas d'armatures de cisaillement.

Vérification à l'adhérence :-

pour éviter de mettre des crochets aux extrémités de la semelle on doit avoir le diamètre des barres choisit  $\phi \leq \frac{\bar{\tau}_b}{\sigma_a} \cdot B$



ou B est la largeur de la semelle

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \tau_{d,2} \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 6,96 = 19,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \leq \frac{19,58}{2900} \times 2,20 = 1,54 \text{ cm.}$$

Remarque :- on mettra quand même des crochets réglementaires présentant un rayon de courbure suffisant pour satisfaire à la condition de non écrasement du béton et capable d'équilibrer l'effort axial appliqué à la barre

Condition de non écrasement du béton :-

dans une partie courbe d'une barre tendue, le rayon de courbure r doit satisfaire à l'inégalité suivante (art 30.62 BACS)

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \gamma$$

ou  $\phi$  = diamètre de la barre

$\sigma_a$  = contrainte sollicitant la barre à l'origine de la courbe

d = distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton

$\gamma = 1$  barre faisant partie d'un ensemble de barres déposées en un seul lit

pour  $\phi = 12$  et  $d = 5 \text{ cm}$

$$r \geq 0,10 \times 12 \times \frac{2159,74}{81} \left(1 + \frac{12}{50}\right) \times 1 = 39,67 \text{ mm}$$

pour  $\phi = 10$  et  $d = 5 \text{ cm}$ .

$$r \geq 0,10 \times 10 \times \frac{1265,52}{81} \left(1 + \frac{10}{50}\right) \times 1 = 18,75 \text{ mm}$$

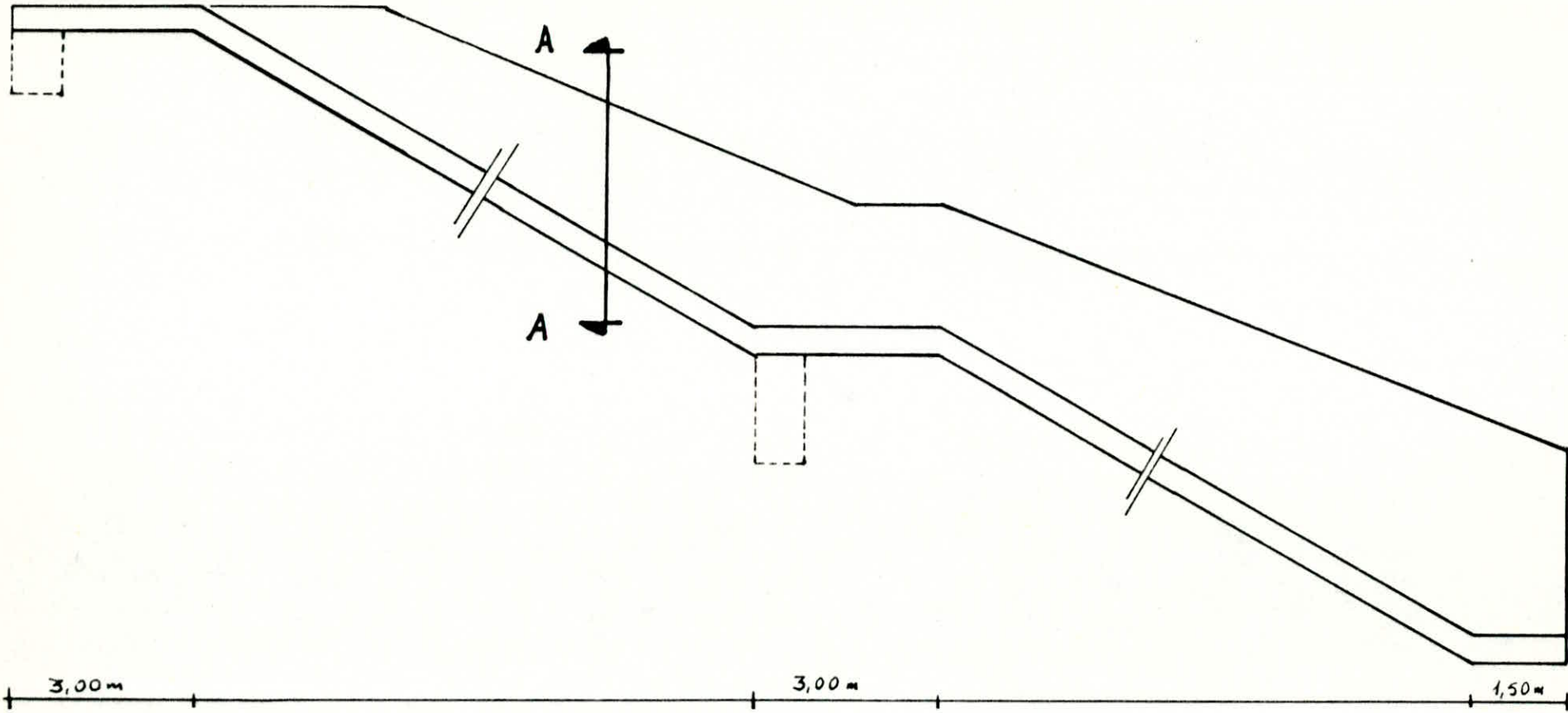
Conclusion :  $r_{\min} = 5\phi$  pour les barres ayant  $\phi \leq 25$

$$r_{\min} = 5 \times 12 = 60 \text{ mm.}$$

on prendra  $r = 8,00 \text{ cm}$  pour les barres armées

Vue en elevation

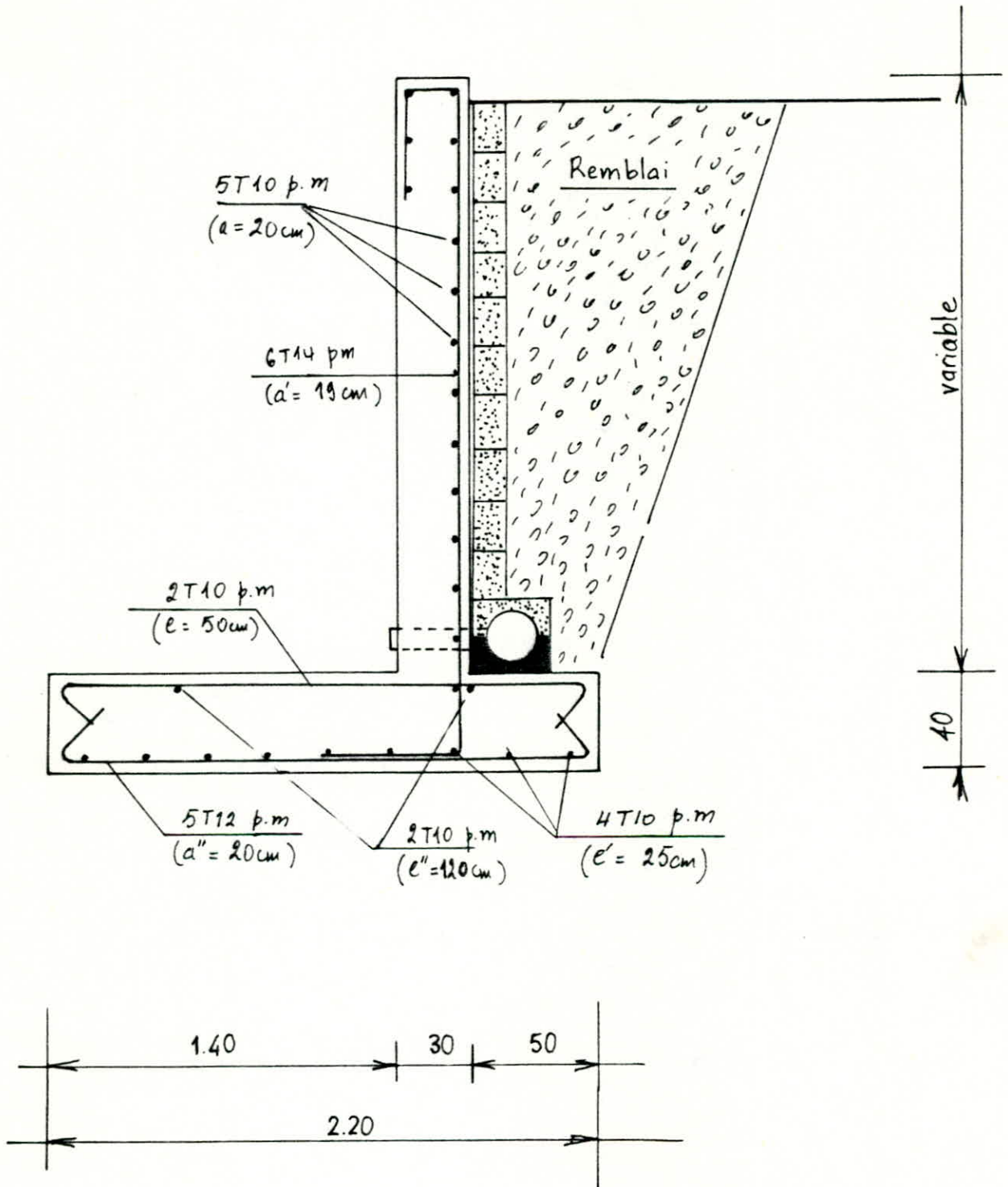
ech 1/100



# COUPE A-A

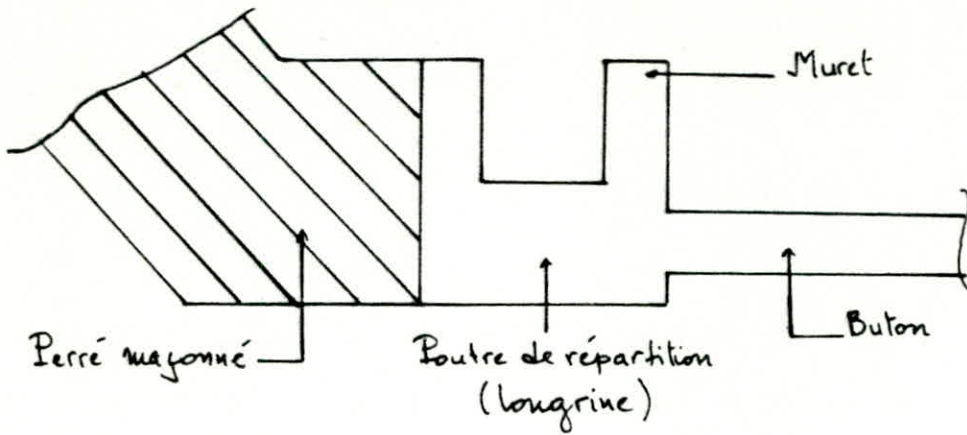
ech: 1/25

"Schéma de ferrailage du voile de soutènement"



Systeme de drainage (paroi, tuyau)  
genre Aprex ou similaire.

### III.5 - Etude des caniveaux latéraux :



- les efforts tangentiels provenant du perré maçonné seront repris par le butonnage sous voie.
- les caniveaux latéraux sont constitués d'un muret et d'une poutre de répartition, qui vont reprendre les efforts horizontaux.

#### 5.1. Ferrailage de la poutre de répartition :

les efforts arrivant à la base du perré maçonné sont :

$$F_H = 24,63 \text{ t/ml}$$

$$F_V = 16,42 \text{ t/ml}$$

l'effort horizontal sera repris par la poutre de répartition, cette poutre formant caniveau, sera considérée comme courbe par rapport au buton

schéma statique :

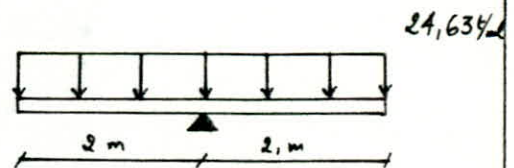


Diagramme des efforts tranchants :

$$T = q \cdot x = 24,63 x$$

$$T_{\max} = T(2) = 49,26 \text{ t/ml}$$

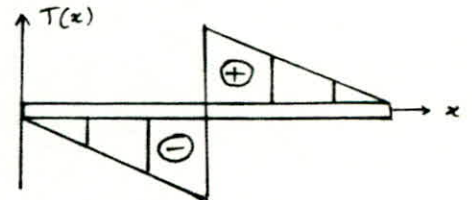
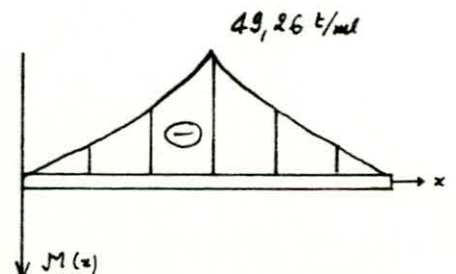


Diagramme des moments fléchissants :

$$M = -q \frac{x^2}{2} = -12,32 x^2$$

$$M_{\max} = M(2) = -49,26 \text{ t.m/ml}$$



moment résistant du béton  $M_{rb} = kbh^2$

$$k = \frac{1}{2} \alpha \gamma \bar{\sigma}_b' = 31,76$$

d'où  $M_{rb} = 31,76 \cdot 50 \cdot 140^2 = 311,248 \text{ t.m} \gg M_{flexion}$

donc  $A' = 0$

Condition de non fissuration ( $\phi = 20$ )

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cw}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{wf}{1 + 10w_f} = 1277,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 1790,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1790,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_{flex}}{\gamma \bar{\sigma}_a} = \frac{49,62 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 140 \cdot 1790,86} = 22,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 8T20 ( $A = 25,13 \text{ cm}^2$ ).

5.2 - Verification diverses :

$$\sigma_b' = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = \gamma \frac{M}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$$

M (t.m)	A calculé	Section	A choisi	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
49,26	22,45	25,13	8T20	1466,72	1790,86	39,02	4833916,8	39,76	1543,55

les contraintes normales et la condition de non fissuration sont vérifiées.

Verification à l'effort tranchant :

$$T = 49,26 \text{ t/ml}$$

verification de la contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$ :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{49,62 \cdot 10^3}{50 \cdot 0,875 \cdot 140} = 8,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

avec  $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,36 \text{ kg/cm}^2$ .

Calcul des espacements des armatures droites :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,14 \cdot 0,875 \cdot 140 \cdot 1600}{49,26 \cdot 10^3} = 12,49 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2, \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres } \phi 10)$$

Calcul de l'espacement admissible :

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 28 \text{ cm} \\ \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_c}\right) h = 91,48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L'espacement choisit est  $t = 14 \text{ cm}$  (2 cadres  $\phi 10$  tout les 14 cm).

Condition de non fragilité :

$$A \geq \{ A_0, \min(A_1; A_2) \}$$

$$A_0 = \text{section suffisante} = 22,45 \text{ cm}^2.$$

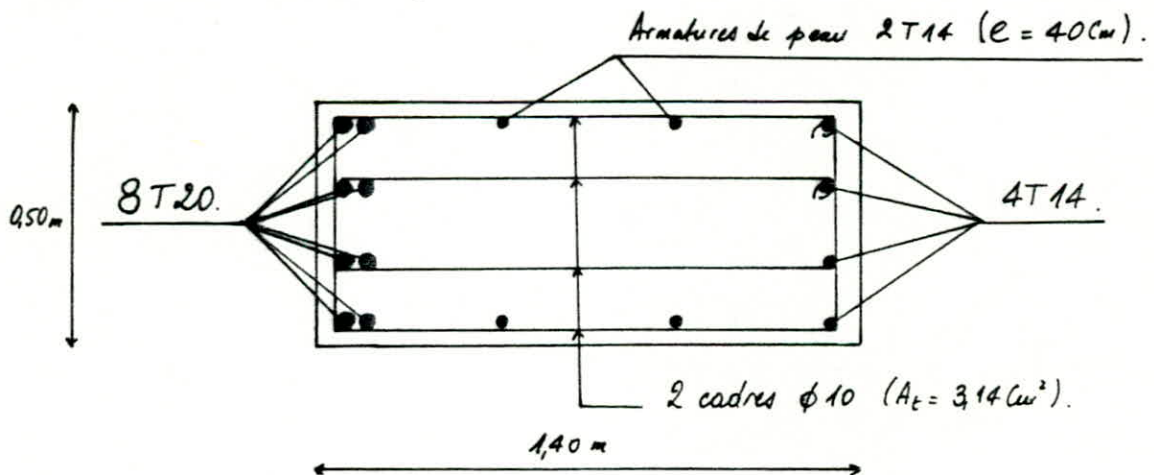
$$A_1 = 1,2 A_0 = 27,88 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_c'}{\sigma_{cu}} \cdot b \cdot h = 8,00 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \{ 22,45, \min(27,88, 8) \} = 22,45 \text{ cm}^2.$$

D'où la condition de non fragilité est vérifiée.

Schema du ferrailage :



### 5.3 - Ferrailage du muret :

Les murets seront considérés encastrés à la poutre de repartition en partie inférieure. La densité de charge derrière le muret sera égale à :

$$q_1 = \frac{24,63}{1,20} = 20,53 \text{ t/ml}$$

schéma statique :

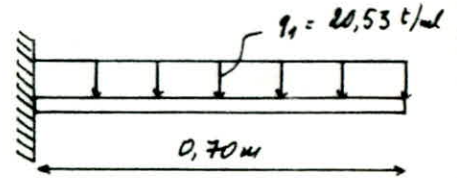


Diagramme des efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 0,70 \text{ m}$$

$$T(x) = q_1 \cdot x$$

$$T_{\max} = T(0,70) = 14,37 \text{ t/ml}$$

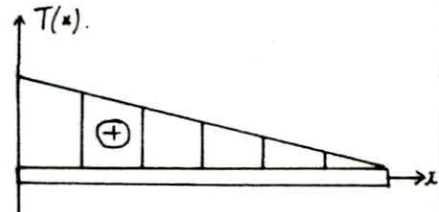
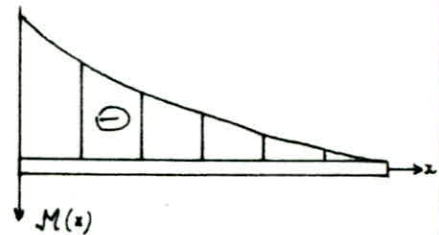


Diagramme des moments fléchissants :

$$0 \leq x \leq 0,70 \text{ m}$$

$$M(x) = q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$M_{\max} = M(0,70) = 5,03 \text{ t.m/ml}$$



Moment résistant du béton :

$$M_{rb} = k b h^2 = 31,83 \cdot 1,00 \cdot 40^2 = 50,93 \text{ t.m} > M_{\text{flexion}}$$

d'où  $A' = 0$

$$A = \frac{M_{\max}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{5,03 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,875 \cdot 40} = 5,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit ST 14 ( $A = 7,70 \text{ cm}^2$ )

### 5.4 - Condition de non fragilité :

$$A = \max(A_0, \min(A_1, A_2))$$

$$A_0 = 5,13 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} b \cdot h = 4,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,13 < A_{\text{choisit}} = 7,70 \text{ cm}^2$$

d'où la condition de non fragilité est vérifiée.

Condition de non fissuration :

$$w_f = 0,0077 = 0,77\%$$

fissuration systématique :  $\sigma_1 = 817,08 \text{ kg/cm}^2$ .

fissuration accidentelle :  $\sigma_2 = 2140,48 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\bar{\sigma}_a = \min\left\{\frac{2}{3}\sigma_{cu}, \max(\sigma_1, \sigma_2)\right\} = 2140,48 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification des contraintes normales :

les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M (t.m)	A calculé	Choix	Section	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	X (cm)	$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0'$ (kg/cm <sup>2</sup> )
5,03	5,13	5T14	7,70	817,08	2140,48	135075,03	8,53	1757,85	55,86

On a bien  $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 162 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a < \min\left(\frac{2}{3}\sigma_{cu}, \max(\sigma_1, \sigma_2)\right) = 2140,48 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où les contraintes sont vérifiées.

Vérification à l'effort tranchant :

$$T = 14,37 \text{ t/ml}$$

vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,36 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{14,37 \cdot 10^3}{0,875 \cdot 40 \cdot 100} = 4,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

espacement des armatures transversales :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

On choisit deux cadres  $\phi 10$  et un étrier  $\phi 10$ , soit une section totale de  $4,71 \text{ cm}^2$ .

$$t = \frac{4,71 \cdot 0,875 \cdot 40 \cdot 1600}{14,37 \cdot 10^3} = 18,35 \text{ cm}.$$

Calcul de l'espacement admissible :

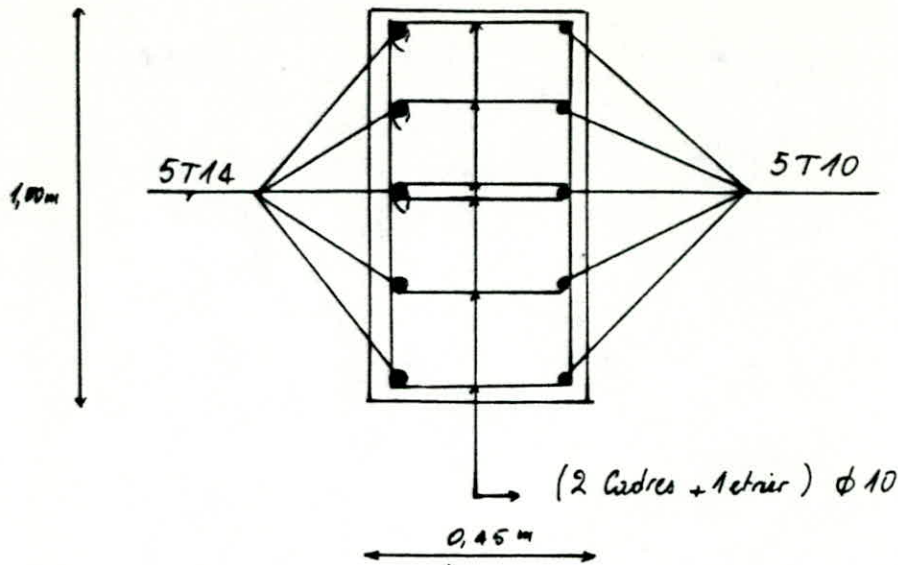
$$\bar{t} = \max\left(0,2h, \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h\right) = 33 \text{ cm}.$$

On a bien  $t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

donc on mettra 2 cadres  $\phi 10$  et un étrier  $\phi 10$  tous les 20 cm

Schema du ferrailage :





Epure d'arrêt des barres de la poutre de repartition :

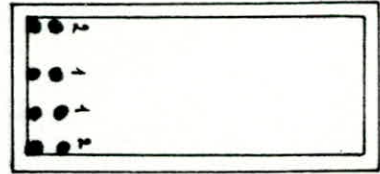
$$M_{fl_{max}} = 49,26 \text{ t.m}$$

Moment résistant des armatures : On supposera que  $z$  restera constant tout le long de la poutre  $z = \frac{7}{8} h = 116 \text{ cm}$

$$M_g = A_g \cdot \sigma_a \cdot z = 51,98 \text{ t.m}$$

$$M_c = A_c \cdot \sigma_c \cdot z = 32,50 \text{ t.m}$$

$$M_s = A_s \cdot \sigma_s \cdot z = 26,00 \text{ t.m}$$

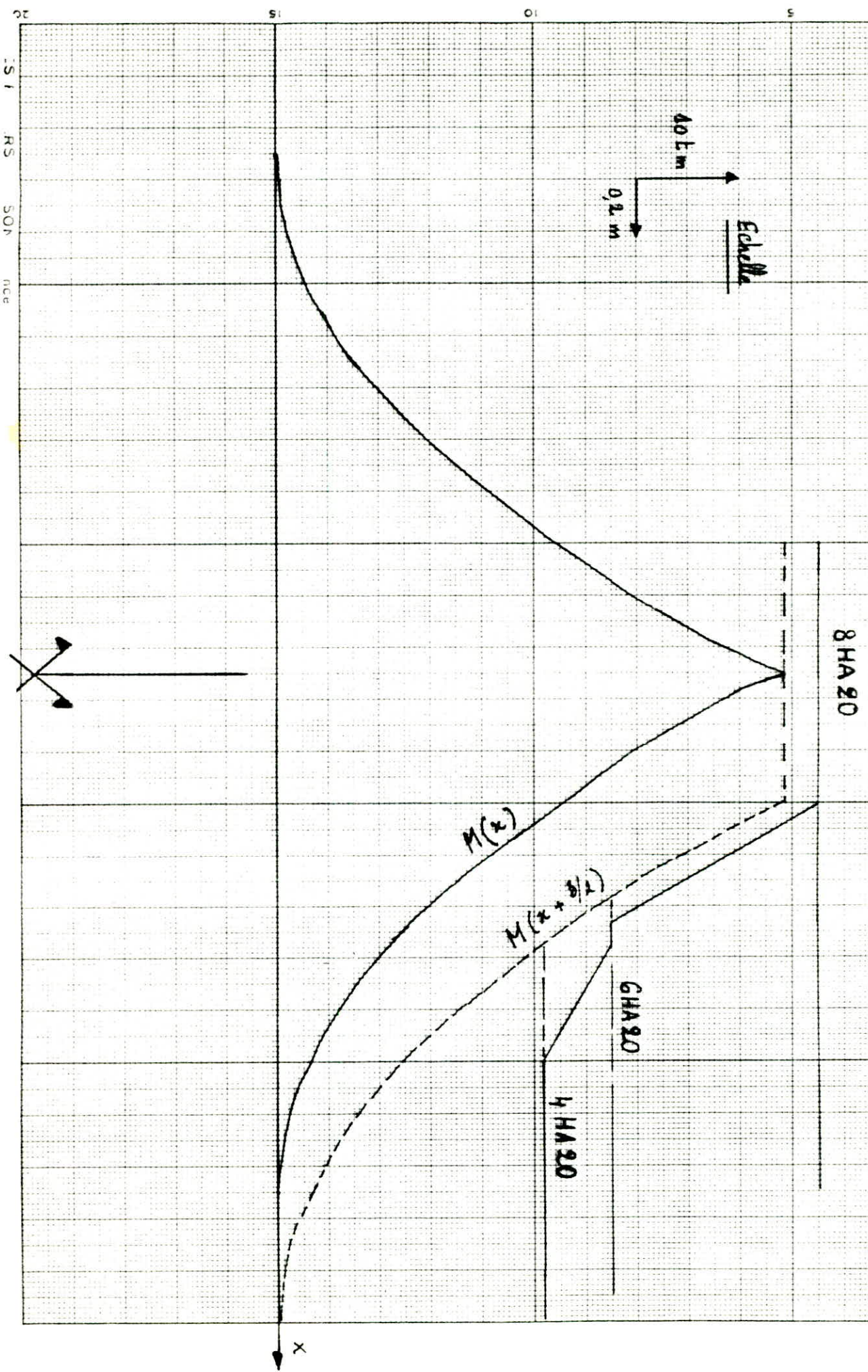


$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_d}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \phi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_c = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 6,96 = 19,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{2}{4} \cdot \frac{1790,86}{19,58} = 45,73 \text{ cm.} = 46 \text{ cm}$$

POUTRES DE RÉPARTITION  
 diagramme de Moment résultant et coupe d'axe des barres longitudinales



### 6.1. ETUDE DES BUTONS :-

Les butons de section constante  $0,45 \times 0,45$  et de longueur  $4,50$  m reprennent la totalité des efforts de compression transmis par les ferrés. Ces poutres reposent transversalement sur le sol (marne argileuse) qui constitue un fondement continu élastique.

### 6.2. Cas de charges :-

- charge permanente : poids du (ballast + graves) :  $1,5 \times 0,5 \times 0,45 = 0,3375 \text{ t/ml}$   
poids propre de la poutre :  $2,5 \times 0,45 \times 0,45 = 0,50625 \text{ t/ml}$
- Effort transmis par les ferrés :  $\text{tot} = 0,844 \text{ t/ml}$   
 $F_H = 24,63 \text{ t/ml}$

La compression maximale que reprendra un bouton sera égale à :

$$N = 24,63 \times 4,00 = 98,52 \text{ t}$$

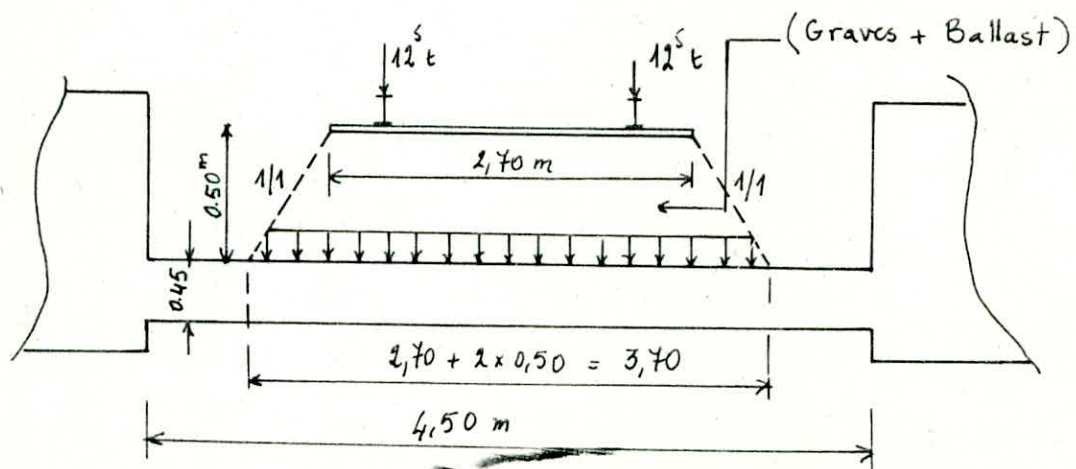
- Surcharges ferroviaires :

les calculs sont effectués avec le convoi UIC (union International des chemins de fer), qui est le plus contraignant, car il représente la plus forte concentration de charges.

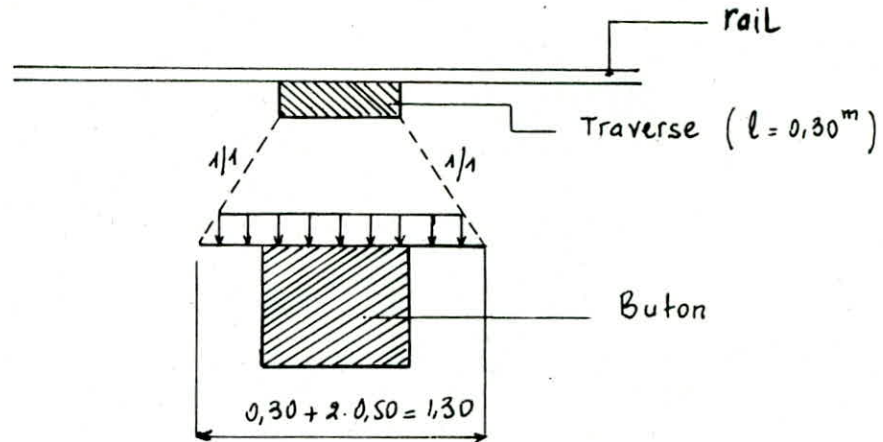
On appliquera au convoi un coefficient de majoration dynamique égale à  $1,5$

La répartition des surcharges sera la suivante :-

Sens transversal :-



sens longitudinal :-



du fait de l'effet de repartition dû aux traverses et au ballast, on peut assimiler les charges concentrées du convoi UIC à une charge répartie égale à :

$$Q = \frac{25^t}{3,70} = 6,76 \text{ t/ml}$$

soit  $q = 6,76 \times 1,50 = 10,14 \text{ t/ml}$

### 6.3 - Détermination des éléments de réduction :-

les efforts dus aux surcharges ferroviaires sont déterminés à partir de la théorie d'une poutre reposant sur un sol élastique (M. ALBIGES et A. LOIR - J. COURBON). par définition de l'appui élastique, la réaction  $r(x)$  au point d'abscisse  $x$  est proportionnelle au déplacement vertical  $v(x)$  de la section d'abscisse  $x$

$$r(x) = k \cdot v(x)$$

le coefficient constant  $k$  est essentiellement positif est égal à :

$$k = b \cdot c$$

ou  $b =$  largeur de l'appui supposée constante

$c =$  un coefficient caractéristique de la raideur de l'appui appelé " module de réaction " et dans le cas d'une poutre reposant sur le sol " coefficient de ballast "

si  $q(x)$  est l'intensité de la charge appliquée, tout se passe donc comme si la poutre était sollicitée au point d'abscisse  $x$  par la charge totale d'intensité

$$I(x) = q(x) + r(x)$$

l'étude est basée sur l'équation de la déformée :

$$\left\{ \begin{array}{l} EI \frac{d^2 v(x)}{dx^2} = -M \\ EI \frac{d^3 v(x)}{dx^3} = -T \\ EI \frac{d^4 v(x)}{dx^4} = q \end{array} \right.$$

Cas d'une poutre de longueur finie  $G_0 G_1$

La poutre de longueur finie soumise à des sollicitations (s) peut être considérée comme un tronçon de poutre de longueur infinie soumise aux sollicitations (s) plus un ensemble de sollicitations (A) supplémentaires provoquant dans la poutre illimitée associée des éléments de réduction  $M_A(x)$  et  $T_A(x)$  et tels que les conditions de bordure  $G_0 G_1$  sous l'effet de (s) et (A) correspondent à la poutre limitée.

Données de calcul :

Section des butons  $0,45 \times 0,45$

Moment d'inertie  $I = \frac{bh^3}{12} = 0,00342 \text{ m}^4$

$E_b = 3780000 \text{ t/m}^2$

$k = 2000 \text{ t/m}^3$

$\gamma = \sqrt{\frac{k \cdot b}{4 EI}} = 0,363 \text{ m}^{-1}$

longueur élastique  $l_e = \frac{1}{\gamma} = 2,75 \text{ m}$

les résultats des différentes superpositions sont regroupés dans les tableaux qui suit : (détails de calcul voir Annexe)

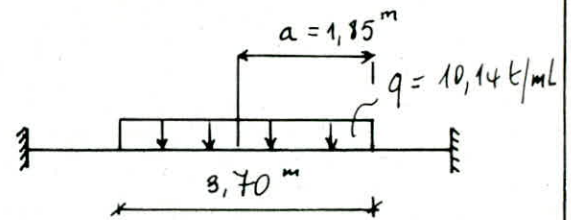


tableau final : sous surcharges ferroviaires

$x$	-2,25	-2,00	-1,50	-1,00	-0,50	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,25
$v(x) \cdot 10^{-4} m$	0,00	-9,60	-15,65	-18,01	-19,81	-19,84	-19,81	-18,01	-15,65	-9,60	0,00
$W(x) \cdot 10^{-4} rad$	0,00	2,20	6,43	11,02	15,21	-17,46	-15,21	-11,02	-6,43	-2,20	0,00
$M(x) \cdot tm$	-0,53	2,63	7,93	10,69	10,90	23,84	10,90	10,69	7,93	2,63	-0,53
$T(x) \cdot t$	7,60	7,85	8,36	1,36	-2,59	7,10	2,59	-1,36	-8,36	-7,85	-7,60
$R(x) \cdot 10^{-4} t/ml$	0,00	-0,86	-1,41	-1,62	-1,78	-1,79	-1,78	-1,62	-1,41	-0,86	0,00

Tableau final : sous poids propre + poids (Ballast + Graves)

$x$	-2,25	-2,00	-1,50	-1,00	-0,50	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,25
$v(x) \cdot 10^{-4} m$	0,00	1,22	3,40	5,44	7,40	-9,39	-7,40	-5,44	-3,40	-1,22	0,00
$W(x) \cdot 10^{-4} rad$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$M(x) \cdot tm$	-1,35	-0,95	-0,40	-0,12	-0,02	0,00	-0,02	-0,12	-0,40	-0,95	-1,35
$T(x) \cdot t$	-0,92	-0,72	-0,40	-0,18	-0,05	0,00	0,05	0,18	0,40	0,72	0,92
$R(x) \cdot 10^{-4} t/ml$	+0,00	+0,12	+0,30	+0,48	+0,67	-0,85	-0,67	-0,48	-0,30	-0,12	0,00

## 6.4 - Détermination des Armatures :-

Effet de flambement :-

$$\text{l'éclatement } \lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_0}{2\sqrt{\frac{I}{S}}} = 17,32$$

$\lambda < 35$  donc les barres seront calculés uniquement à la flexion composée sous l'effet de  $N$  excentrée de  $e_0$ .

Calcul : à l'encastrement

$$M = -1,35 \text{ tm} ; N = 98,52 \text{ t} ; e_0 = \frac{M}{N} = -1,37 \text{ cm} < e_1$$

la contrainte admissible du béton en flexion composée est donnée par :-

$$\bar{\sigma}'_b = \min \left\{ 0,6 ; 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right\} \frac{\bar{\sigma}'_b}{0,3} = 35,93 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes dans le béton sont données par :

$$\bar{\sigma}'_{b,1,2} = \frac{N'}{B} \left( 1 \pm \frac{6e_0}{h} \right) = \begin{cases} 61,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ 35,55 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

le béton suffit à lui seul de reprendre les efforts ; donc on mettra en place une section d'armature minimale

$$A_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_b} \quad \text{ou} \quad \theta_1 = 1,4$$

$$A_{\min} = 7,34 \text{ cm}^2$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{450}{4 \times 45 - 2 \times 2} = 2,278$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{\text{en}}} = 1,514$$

soit une section de 4T16 ( $A = 8,04 \text{ cm}^2$ )

verification des contraintes :

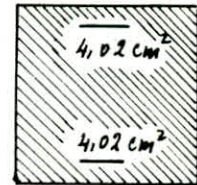
Sous  $G + 1,2 P$

$$M = -1,99 \text{ tm} ; N = 98,56 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = -2,02 \text{ cm} < e_1 = \frac{h}{6} = 7,5 \text{ cm}$$

la section est entièrement comprimée

il faut vérifier que :  $\frac{N}{B_0} \pm \frac{M_0}{I} v < \bar{\sigma}'_b$



$$d = 4,5 \text{ cm}$$

$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	M (tm)	N (t)	B <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	v <sub>1</sub> (cm)	v <sub>2</sub> (cm)	$\sigma'_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )
43,73	-1,99	98,56	2145,6	288187,37	22,5	22,5	30,38	61,45

les contraintes dans le béton  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_2$  sont vérifiées  
ferraillage en travée :

$$M = 23,84 \times 1,2 = 28,61 \text{ tm} \quad ; \quad N = 98,56 \text{ t}$$

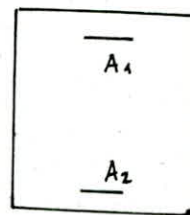
l'excentricité  $e_0 = \frac{M}{N} = 29,04 \text{ cm} > e_1 = \frac{ht}{6}$  la section est  
partiellement comprimée

la contrainte admissible  $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$

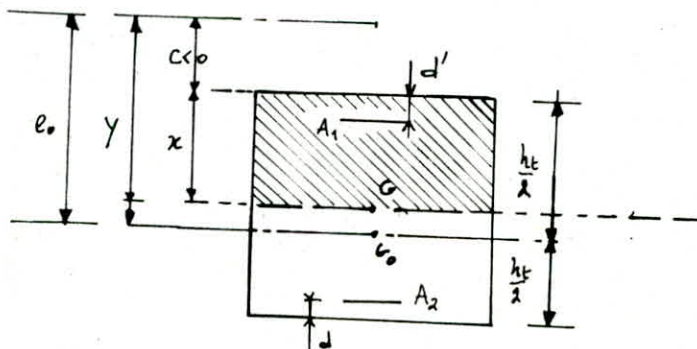
la contrainte de fissuration est la plus prépondérante dans le  
choix des armatures

$$A_1 = 34,55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 11 \text{ T } 20$$

$$A_2 = 18,09 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \text{ T } 16$$



### 6.5 - Vérification des Contraintes



on doit vérifier les contraintes suivantes :-

$$\sigma'_b = Kx < \bar{\sigma}'_b \quad ; \quad \sigma'_a = Kn(x-d') < \sigma'_a = 1849,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = Kn(h-x) < \sigma_a = 2002,24 \text{ kg/cm}^2.$$

avec  $K$  - coefficient angulaire du diagramme des contraintes =  $\frac{N}{S}$

$$S: \text{ Moment statique} = b \frac{x^2}{2} + n A_1 (x-d') - n A (h-x)$$

$N$ : Effort normal.

$x$  : distance du centre de gravité de la section homogène  $G$  à  
la fibre la plus comprimée et égale à  $x = y + c$

ou  $y$  est la solution de l'équation  $y^3 + py + q = 0$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 - \frac{6}{b} n A_1 (c-d') + \frac{6nA}{b} (h-c) \\ q = -2c^3 - \frac{6nA_1}{b} (c-d')^2 - \frac{6nA}{b} (h-c)^2 \end{array} \right.$$



ou  $e$  = position du centre de pression à la fibre la plus comprimée =  $e_0 - \frac{ht}{2} = 6,54 \text{ cm}$ .

$G_0$  = position du centre de gravité du béton seul  
 $G$  = position du centre de gravité de la section homogène

M (tm)	N (t)	$e = \frac{ht}{6}$	$e_0 = \frac{M}{N}$	observ- ations	y	K	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
28,61	98,52	7,5	29,04	S.P.C	26,0176	5,56	108,32	1249,33	1753,07

les contraintes sont vérifiées

Vérification à l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 1,2 \times (8,36 - 0,4) = 9,552 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \text{alors} \quad \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{108,32}{81}\right) \times 6,96 =$$

$$\bar{\sigma}_b = 22,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9,552 \cdot 10^3}{45 \times 0,875 \times 40,5} = 8,98 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc des armatures droites suffisent}$$

Calcul des espacements des armatures droites :

on choisit (2 cadres + 1 étrier)  $\phi 10$  c.a.d une section =  $6 \phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

$$e = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{4,71 \times 0,875 \times 40,5 \times 1600}{9,552 \cdot 10^3} = 28 \text{ cm}$$

Calcul des espacements admissibles :

$$\bar{e} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 8,1 \text{ cm} \\ (1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\sigma'_b}) h = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

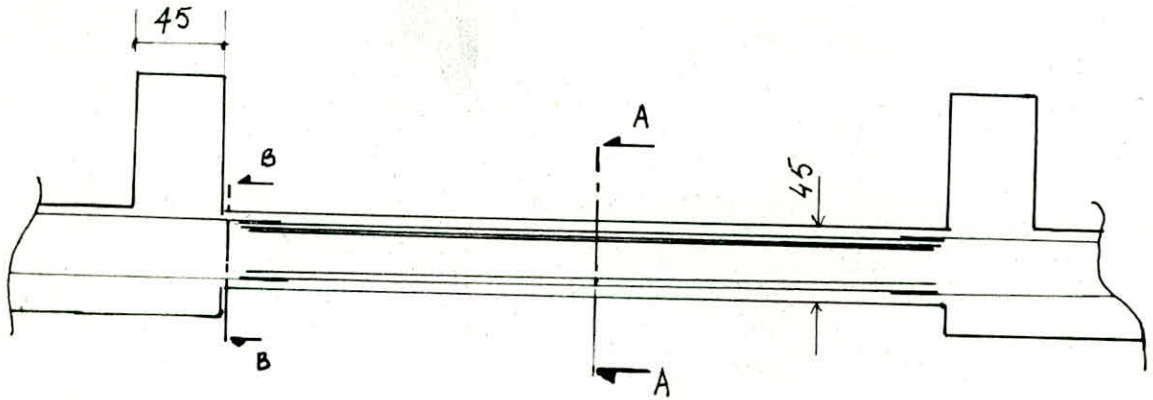
on choisira l'espacement après avoir calculer les cadres à l'encastrement où la section est entièrement comprimée

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{t \max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) = 94,3 \text{ cm} \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \phi_{t \max} = 29,79 \text{ cm} \end{array} \right.$$

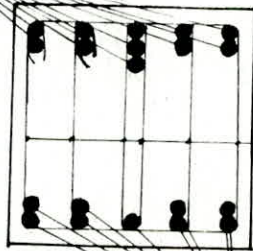
on choisira pour toute la longueur des barres un espacement  $t = 25 \text{ cm}$ .

6.6 -

"Schema de ferrailage"



11T16

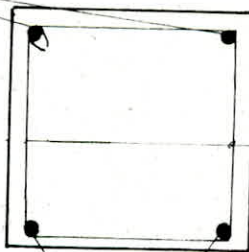


Coupe A-A

$A_L = 6\phi 10 \text{ (} a = 25 \text{ cm)}$

9T20

2T16



Coupe B-B

$A_L = 2\phi 10 \text{ (} a = 25 \text{ cm)}$

2T16

#### IV.1 Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter.

L'économie à attendre d'une organisation rationnelle varie notablement avec l'importance du chantier, la nature des matériaux et produits utilisés, les conditions particulières d'approvisionnement, l'outillage et le matériel disponible, la valeur de la main d'œuvre et des cadres.

C'est pourquoi l'on ne peut dégager, en cette matière que des principes généraux.

#### 2- Etablissement des conditions générales du travail :

- les méthodes de travail sont celles correspondant à un niveau moyen d'industrialisation de construction.
- les travaux de terrassement s'exécutent avec une mécanisation complexe en utilisant : l'Ange-Dozer - Dumper - Scraper pelle mécanique ect...
- les matériaux extraits pour la réalisation des terrassements seront stockés et réglés dans une zone de décharge située dans la zone nord du tunnel à l'aide de camions.
- l'évacuation pendant les travaux des eaux de ruissellement. l'évacuation devra être assurée en permanence. pour ce faire on mettra en place un système provisoire d'évacuation des eaux.
- les travaux seront conduits avec précaution en ayant soin de ne pas ébranler les cintres et couchis sous-jacent.
- le béton et le mortier nécessaires pour la réalisation des différents éléments de l'ouvrage sont fournis par une station centrale fixe.
- le chantier dispose de force de travail, qualifiée et non qualifiée nécessaire aux travaux dans les limites admissibles.
- les travaux seront réalisés sans interruption des circulations ferroviaires pour les travaux hors tunnel (journée de 8<sup>h</sup>)

- les travaux en tunnel seront réalisés à la faveur des interruptions de circulation d'une durée de (3 ÷ 4) heures. pendant les travaux, la vitesse de circulation des trains sera limitée à 10 km/h
- l'ensemble des travaux sera réalisé à partir d'un accès routier.
  - les passes seront choisis parmi ceux ayant un fort pourcentage de silice ou issus de roches dures. ils devront être dépourvus de matières terreuses (Argiles; vase, matières solubles)
  - pour assurer la force de production sur le chantier et éliminer les fluctuations, il s'impose de créer de bonnes conditions de vie en construisant des constructions provisoires démontables.

### 3. Description des modes de représentation :

#### 3.1 - Diagramme à barres :

C'est un mode de représentation d'un projet appelé aussi graphique de GANTT.

il s'agit d'un planning où les différentes tâches sont représentées par des rectangles. la longueur des rectangles est proportionnelle aux temps.

Les diagrammes présentent un inconvénient, en effet les différentes contraintes entre les activités n'apparaissent pas de façon rigoureuse. lorsque le nombre des activités est important, il devient matériellement difficile de représenter toutes les opérations et leurs relations, ou d'introduire des modifications si petites soient elles. Au fur et à mesure qu'une tâche se réalise, son rectangle correspondant est colorié dans le but d'indiquer l'état d'avancement de la tâche considérée.

la facilité d'élaboration ainsi que la facilité du contrôle, expliquent la grande utilisation de tels diagrammes sur tous les chantiers. Ce type de diagramme est la base des graphiques réseau.

#### 3.2 - Graphique réseau ou réseau Pert :

(Program evaluation and Review technique)

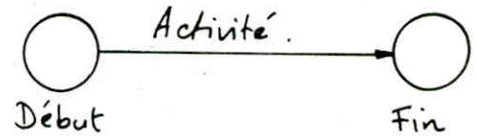
### 3.2.1. Représentation des contraintes :

Le PERT est une technique qui permet en particulier de prendre en charge une multitude d'activités qui composent un projet, et les planifier en tenant compte de la logique de leur enchaînement, d'en déduire les tâches de début et de fin au plus tôt et au plus tard pour chaque opération ainsi que la durée minimum indispensable pour l'ensemble du projet, de réviser facilement tout le projet lorsque la réalité provoque des écarts par rapport aux prévisions.

Le PERT (temps) a donné naissance à un mode particulier de représentation appelé graphique réseau.

Chaque activité est représentée par une flèche, qui est bornée par deux cercles correspondant respectivement à :

- Début de l'activité.
- fin de l'activité.



Cette représentation nous permet de bien voir les contraintes entre les opérations.

### 3.2.2. durée :

Le PERT prend en compte les durées estimées des différentes activités. De cette façon il est possible, entre autre :

- d'évaluer la durée de l'ensemble du projet compte tenu des relations entre tâches.
- de fixer un calendrier de réalisation des différentes tâches.

Durée par tâche :

Pour chaque tâche, on peut évaluer une durée probable de réalisation. Cette estimation doit être relative à une charge normale des moyens affectés (machines - hommes).

Les tâches fictives ont une durée nulle.

En les difficultés pour évaluer exactement la durée d'une tâche, il apparaît plus facile de fixer les valeurs limites

telles que :

-  $d_0$  = la durée minimale pour réaliser la tâche si tout va anormalement bien. (Cas favorable)

-  $d_p$  = la durée minimale pour réaliser la tâche si tout peut aller bien, tourner mal. cette durée ne tient pas compte des catastrophes naturelles. (Cas défavorable)

-  $d_v$  = durée maximale (Cas normal)

a partir de ces durées, on peut déduire une durée basée sur la fréquence probable de distribution de ces différentes estimations et qui s'obtient à partir de la formule.

$$t = \frac{d_0 + 4d_p + d_v}{6}$$

### 3.2.3 - évaluation des dates de réalisation :-

le réseau étant construit et une durée particulière attribuée à chaque activité, l'évaluation des dates de réalisation du projet peut-être abordée de différentes manières par exemple

- On se fixe une date de début de l'ensemble du projet et on recherche la date finale ainsi que les dates de réalisation des différentes tâches.

- On se fixe une date début et une date fin pour l'ensemble du projet et l'on recherche si le projet peut se réaliser dans cet intervalle. Dans l'hypothèse affirmative, on précise les dates possibles de réalisation des différents événements.

- On se fixe les dates limites du projet ainsi que les dates particulières pour certains événements. On recherche alors si le projet peut se réaliser, compte tenu de ces différentes contraintes et quelles sont les dates possibles de réalisation

des différents événements.

Chemin Critique :

Dans le réseau, il y a un chemin plus long que les autres dans lequel, toutes les tâches sont critiques, c'est à dire que les événements critiques ne doivent pas être retardés.

4 - Matériels disponibles au niveau de l'entreprise :

- 02 pelles mécaniques 9111 à benne porteuse et à godets (100ℓ)
- 02 bulldozers
- 01 Angle-dozer (KOMATSU) 300
- 02 chargeurs (FURUKAWA)
  - 5000 ℓ
  - 2000 ℓ

en 2<sup>ème</sup> phase des travaux on remplace le premier par deux autres de capacité 2000 ℓ.

- 03 Camions GLR 190 (RENAULT) de capacité 10 T (8 m<sup>3</sup>).
- 02 Camions Dumper (KOMATSU)
  - 40 T            26 m<sup>3</sup>
  - 25 T            16 m<sup>3</sup>
- 01 mini-centrale à béton de capacité 10 m<sup>3</sup>/h
- Compresseurs    250 ℓ
- 02 groupes électrogènes    140 KWA
- 01 grue montée sur wagon (HiAB-FOCCO)  
pour le montage et le démontage des cintres et la préfabrication des caniveaux
  - Cintreuses
  - Scies circulaires
  - Cisailles électriques
  - matériaux d'entretien

### 5 - Normes de travail :

C'est le minimum de temps a un exécutant pour réaliser une unité de travail de bonne qualité. On la note  $N_{Ti}$  pour le processus  $i$ , elle est donnée par la relation suivante :

$$N_{Ti} = \frac{V_{ti}}{Q_i}$$

### - Normes de Production :

C'est la quantité de production de travaux de bonne qualité effectuée par un exécutant en une unité de temps. On la note  $N_{Pi}$  pour le processus  $i$ , elle est donnée par la relation suivante :

$$N_{Pi} = \frac{Q_i}{V_{Ti}}$$

	Unité	Norme (h.H) 100%	Norme (h.H) 80%	Outils et Machines	Matériaux
Fouilles des Fondations	m <sup>3</sup>	0,870	1,080	Pelles Hydrau- Liques	
Bétonnage des murs	m <sup>3</sup>	10 m <sup>3</sup> /h		Mini-Centrale à béton	Sable Gravier Ciment
Bétonnage des Fondations	m <sup>3</sup>	10 m <sup>3</sup> /h		Mini-Centrale à béton	Sable Gravier Ciment
Confection des Armatures	100kg	2,50	3,10		Acier
Montage des Armatures	100kg	6,25	7,80		Acier
Démolition des Maçonneries	m <sup>3</sup>	6,40	8,00	Marteau Piqueur + Compresseur.	



Terrassement	m <sup>3</sup>	0,007	0,009	-Angle dozers -bulldozers	
Démolition du béton	m <sup>3</sup>	2,80	3,50	Marteau Piqueur + Compresseur	
Coffrage	m <sup>2</sup>	0,80	1,00		Bois
Décoffrage	m <sup>2</sup>	0,48	0,60		
Remblayage	m <sup>3</sup>	0,19	0,024	-Chargeurs -Camions	
Construction des Mçonneries	m <sup>3</sup>	1,25	10		Mçonneries
Pose des Drains PVC (150 et 300)	ml	0,0795			
Pose de Cailloux	t	1,16	1,45		Mçonneries en vrac.

## 6 - Eclatement en processus Complexes :

L'éclatement est fait en cycle de processus. L'établissement de l'ensemble des cycles de travaux de réalisation s'effectue en tenant compte des processus principaux et en groupant dans le même temps les processus liés technologiquement ou qui peuvent être exécutés par le même secteur.

Designation du processus	Symboles
Construction du quai -----	A
Installation de chantier -----	B
Amenagement de trains travaux -----	C
Consolidation des cintres -----	D
terrassements 1 <sup>ère</sup> phase -----	E
Réalisation du perré béton -----	F
Construction du voile de poutrement -----	G
terrassements 2 <sup>ème</sup> phase -----	H
Démolition des maçonneries de la route -----	I
Réalisation des terrassements généraux -----	J
Démolition des maçonneries des Piedroits -----	K
Réalisation des terrassements complémentaires -----	L
Creation de la tranchée drainante -----	M
Reprise des matériaux et création du perré maçonné -----	N
Dépose des coulis et cintres -----	O
Démolition des longrines -----	P
Réalisation des caniveaux latéraux et butous -----	Q
Remise en état des lieux -----	R

la réalisation du perré béton se fait suivant les tâches citées ci-dessous :

- Excavation des fondations
- Réalisation des épaves drainants
- Confection des armatures

- Montage des armatures
- Coffrage des fondations
- Bétonnage des fondations
- Décoffrage des fondations
- Bétonnage du mur

## 7 - Calcul des Quantités de travaux :

### - terrassements généraux :

Déblais 1<sup>ere</sup> phase 8200 m<sup>3</sup>  
 Déblais 2<sup>eme</sup> phase 7800 m<sup>3</sup>

### - Réalisation du perré béton :

- Excavation des fondations  $2,6 \cdot 0,8 \cdot 90 = 187,2 \text{ m}^3$   
 $1,2 \cdot 0,8 \cdot 75 = 72,0 \text{ m}^3$   
 $\underline{259,2 \text{ m}^3}$

- Béton bêche supérieure  $0,8 \cdot 1,2 \cdot 75 = 72 \text{ m}^3$   
 bêche inférieure  $0,8 \cdot 2,6 \cdot 90 = 187,2 \text{ m}^3$   
 Perré  $0,4 \cdot 15 \cdot 82 = 492 \text{ m}^3$   
 $\underline{751,2 \text{ m}^3}$

- Armatures bêche supérieure (10T10) =  $0,616 \cdot 10 \cdot 75 = 462 \text{ kg}$ .  
 bêche inférieure (5T16) =  $1,578 \cdot 5,00 \cdot 90 = 710,1 \text{ kg}$ .  
 perré (14T14) =  $1,208 \cdot 14 \cdot 82 = 1387 \text{ kg}$ .

- Coffrage des bèches (inf + sup) =  $(1,2 \cdot 75 + 2,6 \cdot 90) \cdot 2 = 648 \text{ m}^2$   
 - Décoffrage des bèches (inf + sup) =  $648 \text{ m}^2$ .

### - Construction du voile de soutènement :

- béton de la penelle :  $0,4 \cdot 2,20 \cdot 29 = 25,52 \text{ m}^3$   
 - béton du rideau :  $0,3 \cdot 3,00 \cdot 29 = 26,10 \text{ m}^3$   
 - Armatures penelles (2T10 + 5T12) = 574 kg.  
 - Armatures rideaux (10T10) =  $841 + 268 = 1109 \text{ kg}$ .

$$\begin{aligned} \text{Coffrage voile de soutènement + Acier} &= 198 \text{ m}^2 \\ \text{Décoffrage} &= 198 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Démolition de la maçonnerie de la voûte :

$$\pi \frac{5,00}{2} \cdot 1,00 \cdot 75,00 = 589 \text{ m}^3$$

- Démolition des maçonneries des piedroits :

$$\text{tête Côté Constantine} : 254,00 \text{ m}^3$$

$$\text{tête Côté Alger} : 345,00 \text{ m}^3$$

$$\text{Piedroits} : \underline{2 \cdot (2,5 \cdot 3,50 \cdot 75,00) = 1312 \text{ m}^3}$$

$$\text{total} \quad \underline{\quad\quad\quad} 1911 \text{ m}^3.$$

- terrassements Complémentaires :

$$1,00 \cdot 13 \cdot 105,00 = 1400 \text{ m}^3$$

- Création de la tranchée drainante :

$$1400 \cdot 1,8 = 2520 \text{ t.}$$

- Création du parement maçonné :

$$18,00 \cdot 105,00 \cdot 0,8 = 1512 \text{ m}^3$$

- Démolition de la longrine :

$$2 \cdot (75,00 \cdot 0,4 \cdot 0,80) = 50 \text{ m}^3.$$

- Réalisation des caniveaux latéraux et butons :

$$\text{béton (poutre de répartition + murets)} = (0,5 \cdot 1,50 + 0,45 \cdot 0,7 \cdot 2) \cdot 229 = 317 \text{ m}^3.$$

$$\text{béton (butons } \approx 29 \text{ unités)} = 0,45 \cdot 0,45 \cdot 4,50 \cdot 29 = 27 \text{ m}^3$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Armatures poutres de répartition} &= 4518 \text{ kg.} \\ \text{Armatures murets} &= 1384 \text{ kg} \\ \text{Armatures butons} &= 6222,8 \text{ kg} \end{aligned} \right\} 12124,8 \text{ kg}$$

$$\text{Coffrage} : 572,5 + 847,3 + 8,1 \cdot 29 = 1654,7 \text{ m}^2$$

$$\text{Décoffrage} : 1654,7 \text{ m}^2$$

## 8 - Détermination des durées d'exécution :

- Après avoir déterminé les quantités de travaux pour les processus composants, on détermine la durée d'exécution pour chaque processus composant d'après la relation

$$t_i = \frac{Q_i \cdot N_{Ti}}{r_i}$$

$Q_i$  : quantité de travaux pour le processus  $i$

$N_{Ti}$  : norme de travail pour le processus  $i$  prise dans les indicateurs de normes (en Hommes-heures)/unité.

$V_{Ti} = Q_i \cdot N_{Ti}$  : volume des travaux

$r_i$  : nombre d'hommes de l'équipe exécutant le travail (effectif qui doit réaliser le processus  $i$ )

On a eu soin de prendre un nombre d'ouvriers limité de telle sorte qu'il n'y ait pas de gêne dans l'espace de travail.

- Pour les processus qui utilisent des outillages mécaniques la relation utilisée est la suivante.

$$t_i = \frac{Q_i}{e_i \cdot N_{Pi}}$$

$N_{Pi}$  : norme de production de la machine en une unité de temps.

$e_i$  : nombre de machines utilisées.

- terrassements 1<sup>ère</sup> phase :

$$Q_T = 8200 \text{ m}^3$$

$$N_T = 0,009 \text{ H.h/m}^3$$

$$V_T = 73,8 \text{ H.h}$$

en utilisant un Angle dozer  $t = \frac{73,8}{1} = 74 \text{ heures.}$

- Réalisation du perré béton :

Excavation des fondations :

$$Q_T = 259,2 \text{ m}^3$$

$$N_T = 1,08 \text{ H.h/m}^3$$

$$V_T = 280 \text{ H.h}$$

en utilisant deux pelles mécanique  $t = \frac{280}{2} = 140 \text{ heures}$

Confection des armatures :

$$Q_T = 2559,1 \text{ kg}$$

$$N_T = 0,031 \text{ H.h/kg}$$

$$V_T = 79,33 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 05 ferrailleurs  $t = \frac{79,33}{5} = 16 \text{ heures}$

Montage des armatures :

$$Q_T = 2559,1 \text{ kg}$$

$$N_T = 0,078 \text{ H.h/kg}$$

$$V_T = 200 \text{ H.h}$$

$$t = \frac{200}{5} = 40 \text{ heures}$$

Coffrage des fondations :

$$Q_T = 648 \text{ m}^2$$

$$N_T = 1,00 \text{ H.h/m}^2$$

$$V_T = 648 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 10 Coffreurs  $t = \frac{648}{10} = 65 \text{ heures}$

Bétonnage des fondations :

$$Q_T = 260 \text{ m}^3$$

$$N_p = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

pour une mini centrale à béton :  $t = \frac{260}{10} = 26 \text{ heures}$

Décoffrage des fondations :

$$Q_T = 648 \text{ m}^2$$

$$N_T = 0,60 \text{ H.h/m}^2$$

$$V_T = 389 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 10 hommes:  $t = \frac{389}{10} = 39 \text{ heures}$

Bétonnage du mur :

$$Q_T = 492 \text{ m}^3$$

$$N_p = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

pour une mini centrale à béton:  $t = \frac{492}{10} = 50 \text{ heures}$

Réalisation des drains (P.V.C 150):

$$Q_T = 308 \text{ ml}$$

$$N_T = 0,0795 \text{ H.h/ml}$$

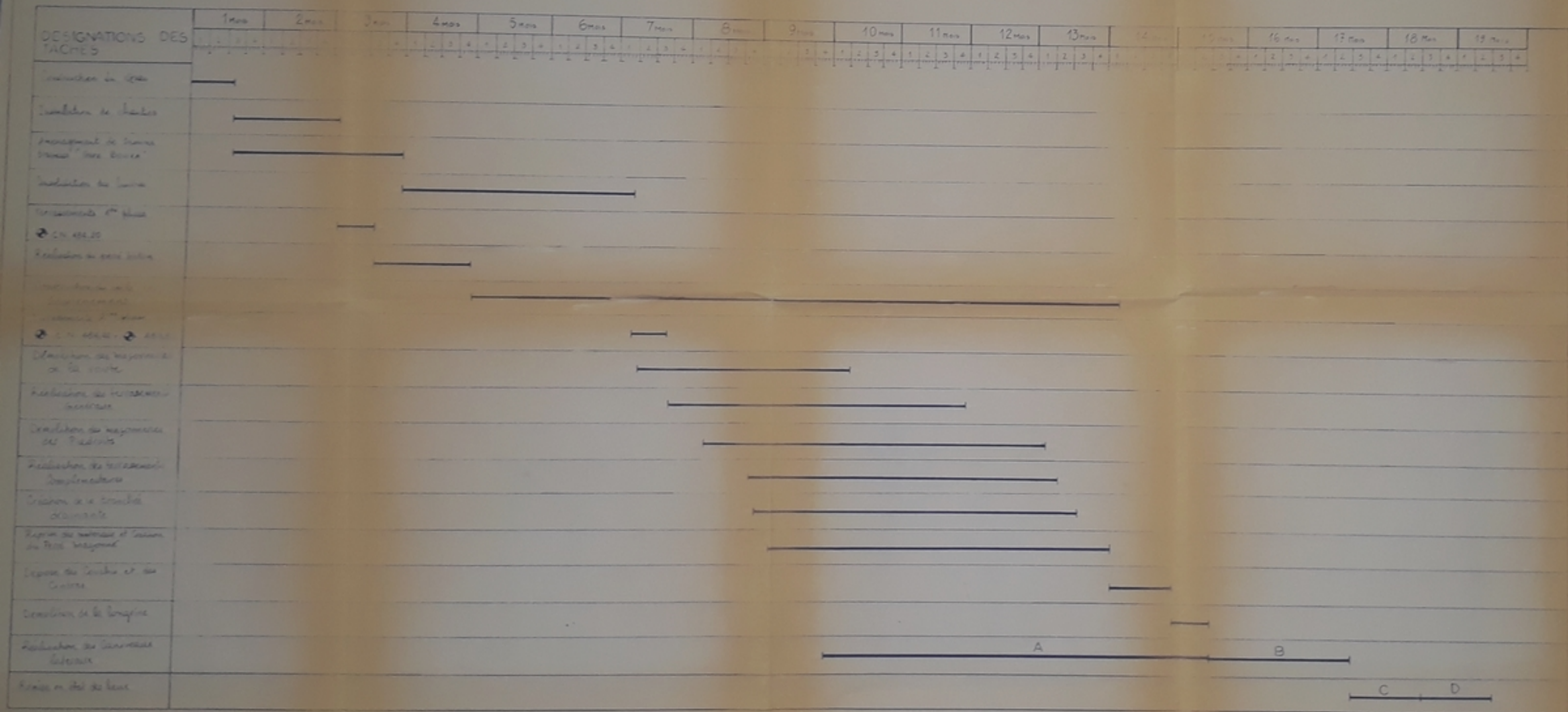
$$V_T = 24,5 \text{ H.h}$$

pour une équipe de deux hommes  $t = \frac{24,5}{2} = 13 \text{ heures}$

Tableau récapitulatif "Réalisation du perré béton"

	Unité	$Q_T$	$N_T$ ( $N_p$ )	$V_T$	Equipe	$t$ (J)
Excavation des fondations	$\text{m}^3$	259,2	1,08	280		18
Montage des armatures	Kg	2599,1	0,078	200	05	5
Coffrage des fondations	$\text{m}^2$	648	1,00	648	10	9
Bétonnage des fondations	$\text{m}^3$	260	10			4
Décoffrage des fondations	$\text{m}^2$	648	0,60	389	10	5
Bétonnage du perré	$\text{m}^3$	492	10			7
Réalisation des drains	ml	308	0,0795	25	02	2


La durée totale de réalisation du perré béton est  $t = 24$  jours après sectorisation par plot de 10 m sur une longueur moyenne de 80 m. Cette durée sera majorée de trois journées pour la réalisation et la mise en place des différents éléments concernant le mur :



LEGENDE

- A: Préfabrication des Concrètes
- B: Pose de Concrètes
- C: Remblayage des sols Profonds
- D: Reconstruction du mur de Soutènement

Ecole Nationale Polytechnique  
 Projet de fin d'études  
 Diagramme à Barres

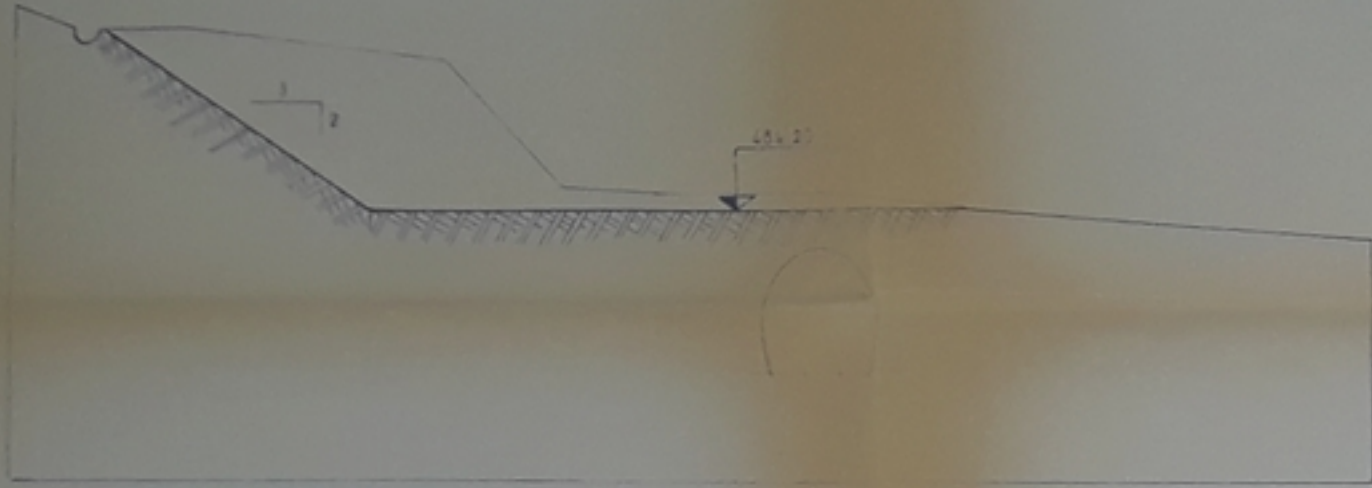


Établi par	ENROS	
Étudié par	Har: Abdennour Benkouiten, Mohamed	
Dirigé par	M <sup>me</sup> Mohabedine	
Publié	Échelle	Date
Janv 86		20/01/86



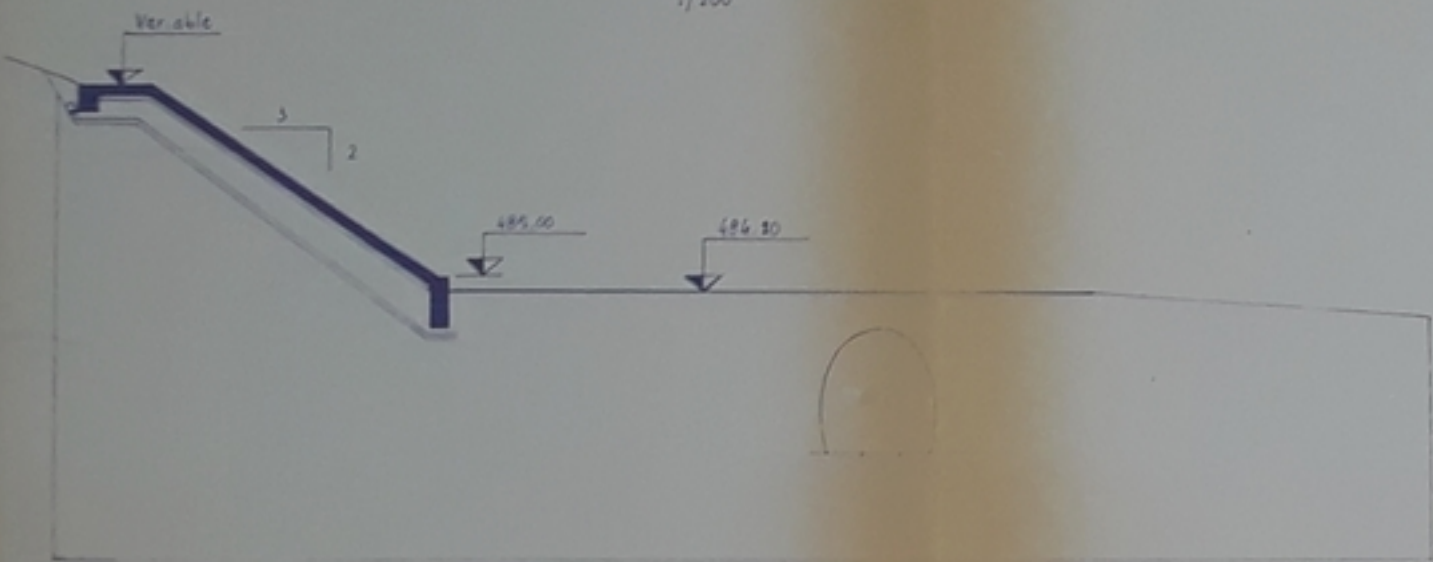
phase . 1

1/200



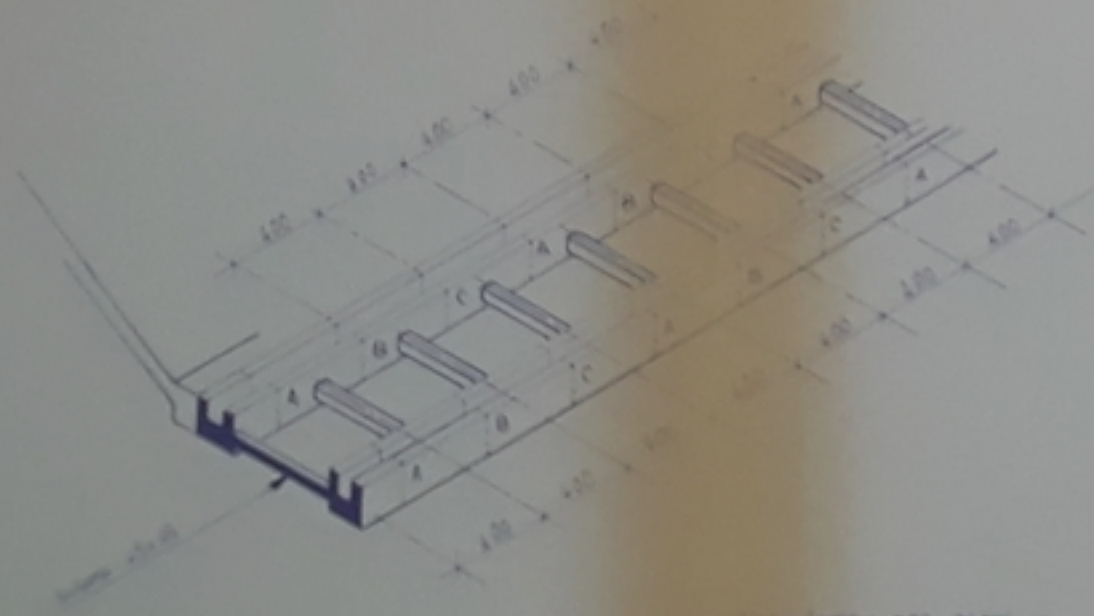
phase . 2

1/200



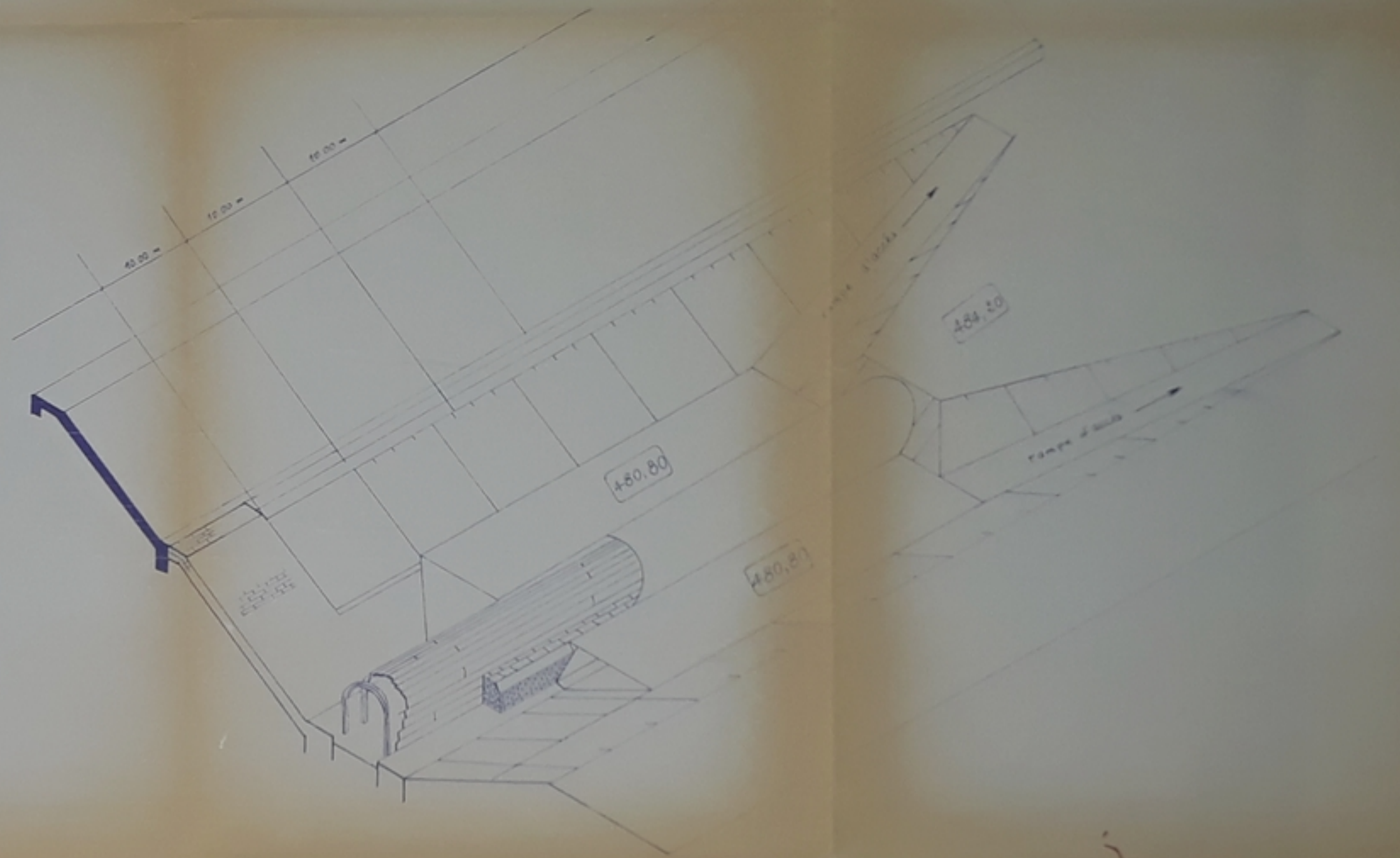
phase . 4

(CM TRAV. ASSIÈGE AL. 2000)




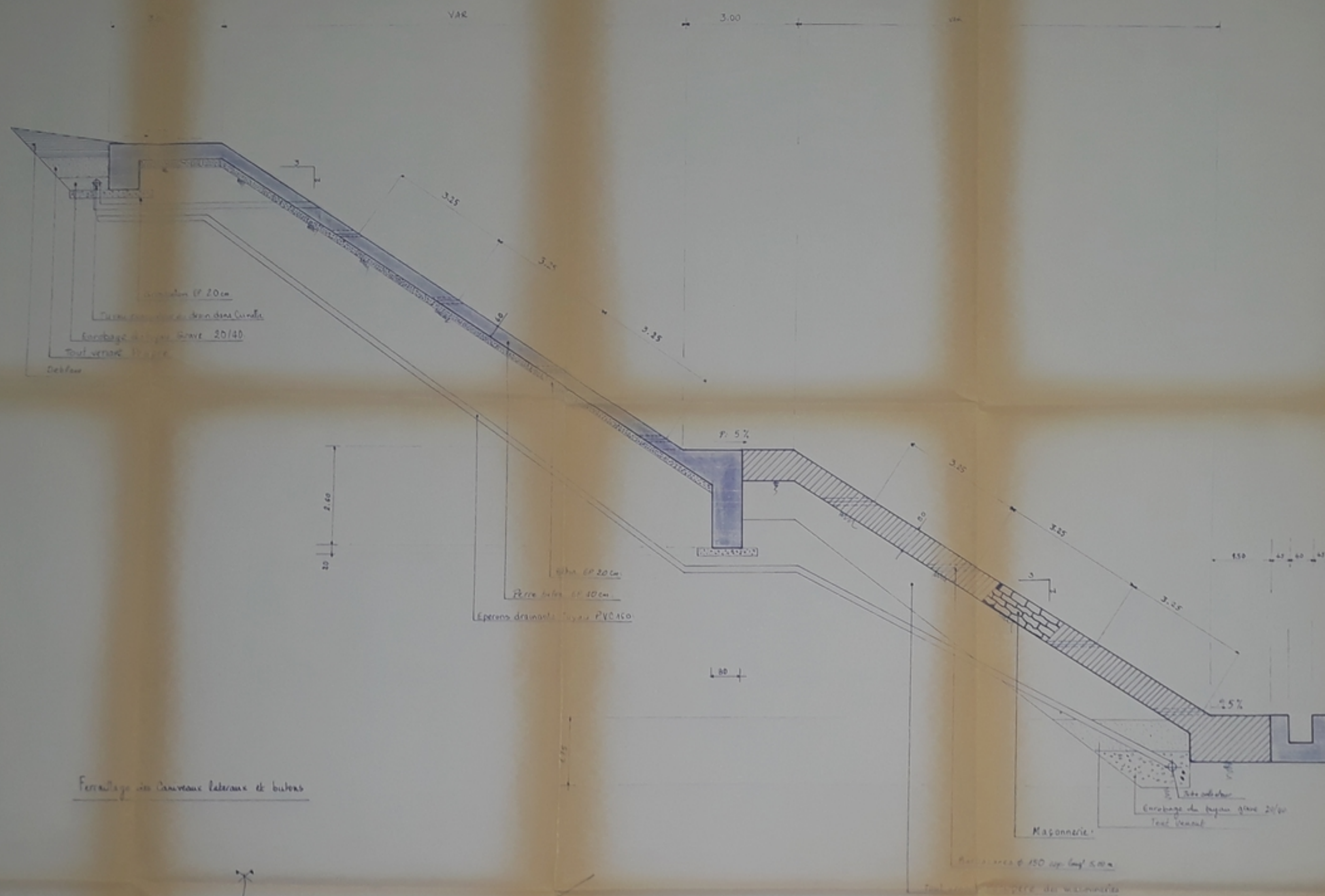
REALISATION DES PLOTS A  
REALISATION DES PLOTS B  
REALISATION DES PLOTS C

phase . 3



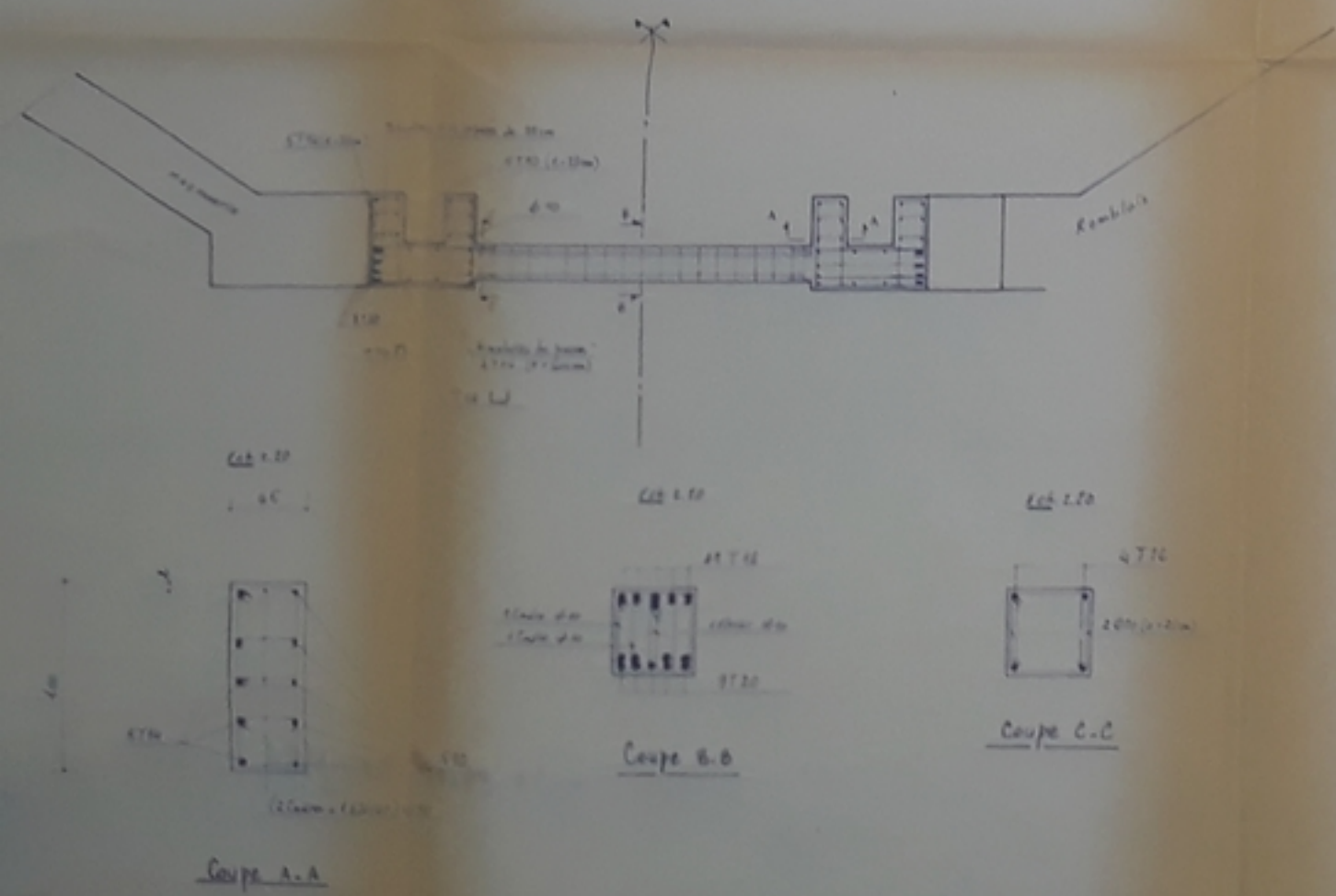
FB 080 36  
- 2 -

Ecole Nationale Polytechnique		
Projet de Fin d'études		
PHASAGE DES TRAVAUX		
		
Élaboré par:	ENROS	
Élué par:	Benkoufen Mohamed Hariti Abdennour	
Dirigé par:	M <sup>re</sup> Mohabedine	
Présenté par:	Échelle:	Date:
Yousif	1/200	22/12/05

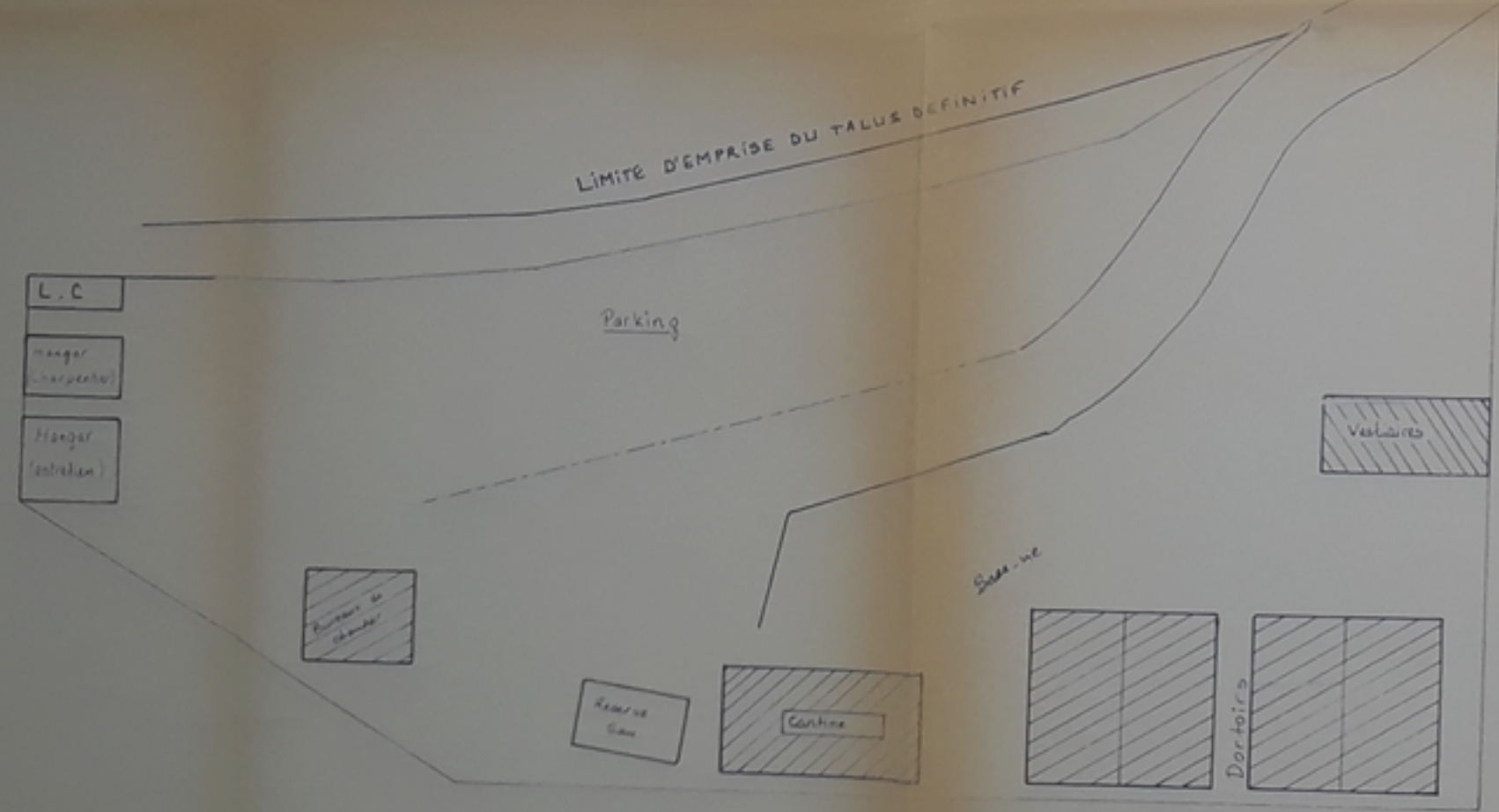
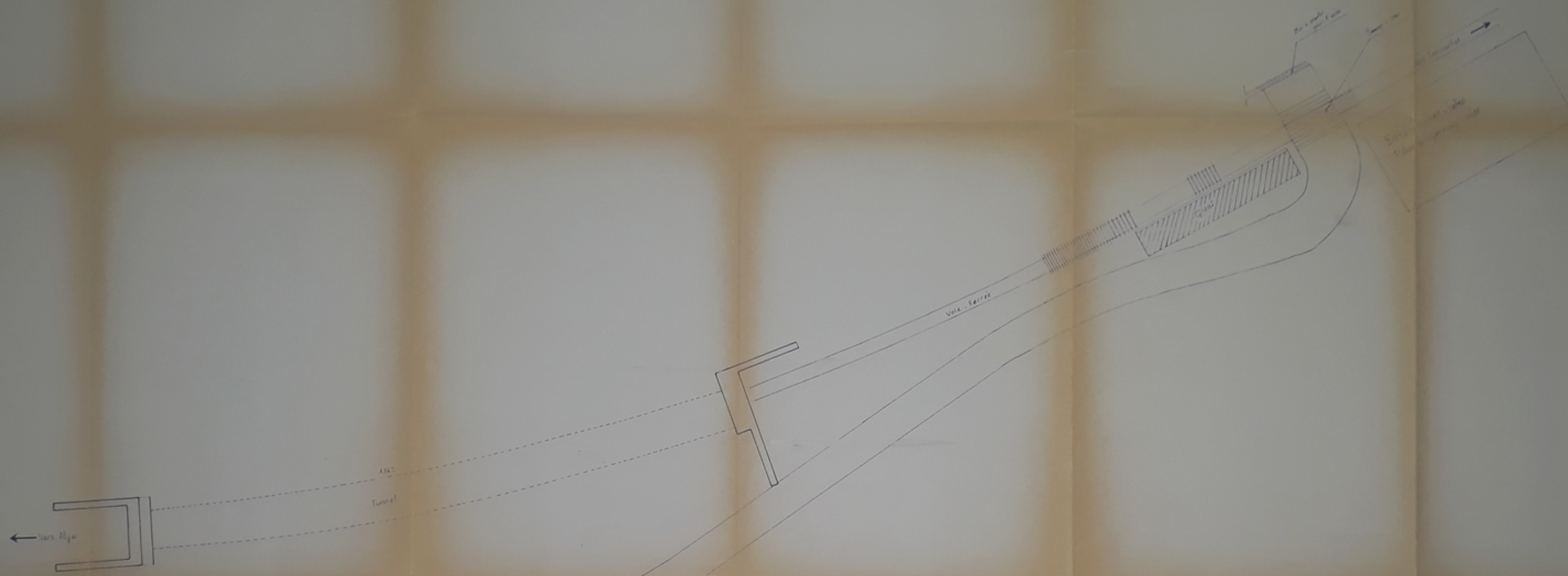


PB 2020  
-3-


Ferraillage des caniveaux latéraux et butens



Ecole Nationale Polytechnique		
PROJET DE FIN D'ETUDES		
GÉOMÉTRIE DES		
PÉRIRES ET		
CANIVEAUX		
Établi par:	E.N.R.D.S	
Revisé par:	Harit Abdennour Benkouden Mohamed	
Dirigé par:	M <sup>me</sup> Mohabedine	
Date:	05/03/2020	05/03/2020



PB 020 86  
 .4-

Ecole Nationale Polytechnique		
Projet de Fin d'études		
Installation de Chantier		
		
Proposé par	E. N. R. O. S	
Etudié par	Benkouiten. Mohamed Hariti. Abdennour	
Dirigé par	M <sup>me</sup> Mohabedine	
Présenté par	Echelle	Date
Tamr 86	1/200	29/12/85

- sous couche en gravas 20/40
- tissu en film polyane
- barbacanes
- joints (de retrait type waterstop)
- béton de propreté

d'où la durée totale  $t = 24 + 3 = 27$  jours

- Construction du voile de soutènement :

- Confection des armatures :

$$Q_T = 1683 \text{ kg}$$

$$N_T = 0,031 \text{ H.h/kg}$$

$$V_T = 52,17 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 05 ferrailleurs  $t = \frac{52,17}{5} = 10$  heures

- Montage des armatures :

$$Q_T = 1683 \text{ kg}$$

$$N_T = 0,078 \text{ H.h/kg}$$

$$V_T = 131,27 \text{ H.h}$$

$$t = \frac{131,27}{5} = 26 \text{ heures}$$

- Coffrage des fondations et mur :

$$Q_T = 198 \text{ m}^2$$

$$N_T = 1,00 \text{ H.h/m}^2$$

$$V_T = 198 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 10 Coffreurs  $t = \frac{198}{10} = 20$  heures

- bétonnage des fondations :

$$Q_T = 25,52 \text{ m}^3$$

pour une mini-centrale à béton  $t = \frac{25,52}{10} = 3$  heures

- bétonnage du mur :

$$Q_T = 26,1 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{26,1}{10} = 3 \text{ heures}$$

- Décoffrage

$$Q_T = 198 \text{ m}^2$$

$$N_T = 0,60 \text{ H.h/m}^2$$

$$V_T = 118,8 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 10 hommes  $t = \frac{118,8}{10} = 12 \text{ heures.}$

Durée totale de réalisation:  $t = 10 \text{ jours}$

- terrassements 2<sup>ème</sup> phase:

$$Q_T = 7800 \text{ m}^3$$

$$N_T = 0,009 \text{ H.h/m}^3$$

$$V_T = 70,2 \text{ H.h}$$

pour deux bulldozers  $t = \frac{70,2}{2} = 36 \text{ heures}$

Cette durée sera majorée de 30% en raison des travaux dangereux (travail au dessus de la voûte)

soit  $t = 47 \text{ heures.}$

- Démolition des maçonneries de la voûte:

$$Q_T = 589 \text{ m}^3$$

$$N_T = 8 \text{ H.h/m}^3$$

$$V_T = 4712 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 10 hommes  $t = \frac{4712}{10} = 471 \text{ heures}$

- Réalisation des terrassements généraux:

$$Q_T = 3100 \text{ m}^3$$

le front de travail étant très petit, on utilisera deux bulldozers qui feront 70% des terrassements:

$$V_T = 0,009 \times 3100 \times 0,7 = 19,53 \text{ h. machine}$$

pour deux bulldozers  $t = \frac{19,53}{2} = 10 \text{ heures.}$

deux pelles hydrauliques feront les 30%:

$$V_T = 1,08 \cdot 3100 \cdot 0,3 = 1004,4 \text{ h. machine}$$

$$t = \frac{1004,4}{2} = 503 \text{ heures}$$

la durée totale sera majorée de 30% pour les mêmes raisons que précédemment

$$t = (10 + 503) + 0,3(10 + 503) = 667 \text{ heures}$$

- Démolition des pirochits :

$$Q_T = 1911 \text{ m}^3$$

$$N_T = 8 \text{ H.h/m}^3$$

$$V_T = 15288 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 20 hommes  $t = \frac{15288}{20} = 765 \text{ heures.}$

- Réalisation des terrassements complémentaires :

$$Q_T = 1400 \text{ m}^3$$

$$N_T = 0,009 \text{ h. machine/m}^3$$

$$V_T = 12,6 \text{ h. machine}$$

pour un Angle dozer  $t = \frac{12,6}{1} = 13 \text{ heures.}$

- Création de la tranchée drainante :

$$Q_T = 2520 \text{ m}^3$$

$$N_T = 1,45 \text{ H.h/t}$$

$$V_T = 3654 \text{ H.h}$$

pour une équipe de 20 hommes  $t = \frac{3654}{20} = 183 \text{ heures}$

travail de part et d'autre du tunnel  $t = 2 \times 183 = 366 \text{ heures.}$

- Reprise des matériaux et réalisation du perré maçonné :

$$Q_T = 1512,00 \text{ m}^3$$

$$N_T = 10 \text{ H.h/m}^3$$

$$V_T = 15120 \text{ h.H}$$

pour une équipe de 20 hommes :  $t = \frac{15120,00}{20} = 756 \text{ heures}$

- Dépose des coulis et des cintres :

la durée de la dépose des coulis et des cintres est estimée forfaitairement

$$t = 18 \text{ jours, en utilisant la machine HIAB-FOCCO soit}$$

4 Cintres / jour

- Démolition des longrines

$$Q_T = 50 \text{ m}^3$$

$$N_T = 3,50 \text{ H.h/m}^3$$

$$V_T = 175 \text{ H.h}$$

pour une équipe de deux hommes  $t = \frac{175}{2} = 88 \text{ heures}$

Tableau récapitulatif :

	U	$Q_T$	$N_T$	$V_T$	Equipe	t (J)
Terrassements 1 <sup>ere</sup> Phase	m <sup>3</sup>	8200	0,009	74		10
Terrassements 2 <sup>eme</sup> Phase	m <sup>3</sup>	7800	0,009	70		6
Démolition de la voûte	m <sup>3</sup>	589	8	4712	10	59
Terrassements généraux	m <sup>3</sup>	2170	0,009	19,53		84
		930	1,08	1004,4		
Démolition des Piedroits	m <sup>3</sup>	1911	8	15288	20	95
R. des terrass complémentaires	m <sup>3</sup>	1400	0,009	12,6		2
Creation de la tranchée drainante	m <sup>3</sup>	2520	1,45	3654	20	46
R. du paree maçonnerie	m <sup>3</sup>	1512	10	15120	20	95
Dépose des Couches et des cintres.	t	63,00			3	18
Démolition des longrines	m <sup>3</sup>	50 m <sup>3</sup>	3,50	175,2	2	11
Préfabrication des Caniveaux	F					80
Pose des Caniveaux	F					40
remblayage des accès provisoires	F					20
reconstruction du mur de Soutènement	F					20
Installation du chantier	F				14	30

## g - Calcul des nécessaires de ressources :

Matériaux :

pour chaque processus le nécessaire de matériaux est calculé d'après la relation

$$L = Q_i \cdot n_c$$

où  $n_c$  = norme de consommation du matériau pour obtenir une unité de quantité de travaux.

les normes de consommation sont prises dans les indicateurs des normes de devis

les quantités de matériaux ont été calculées pour :

- Ciment, Mortier.
- Agrégats minéraux (sable, gravier)
- bois

1°) Ciment : (dosage  $350 \text{ kg/m}^3$ ) : quantité totale de béton =  $1150 \text{ m}^3$   
 $350 \times 1150 = 402500 \text{ kg} = 402,5 \text{ tonnes}$

2°) Agrégats minéraux :

Sable : ( $0,4 \text{ m}^3$  par  $\text{m}^3$  de béton)

$$0,4 \times 1150 = 460 \text{ m}^3$$

Gravier : ( $0,8 \text{ m}^3$  par  $\text{m}^3$  de béton)

$$0,8 \times 1150 = 920 \text{ m}^3$$

Mortier : (400 kg de ciment par  $\text{m}^3$  de sable)

$$400 \times 460 = 184000 \text{ kg} = 184 \text{ t de ciment.}$$

3°) Bois :

- Coffrage des différents éléments de l'ouvrage :

$$\text{Surface totale à coffrer : } S = \frac{1}{3}(2274) = 760 \text{ m}^2$$

la norme de consommation est de  $10 \text{ m}^3$  pour sur  $1 \text{ m}^2$  de surface

$$Q = 10 \cdot 760 = 7600 \text{ m}^3 \text{ de bois.}$$

- Cintrage (Pare de Couchis) :

Surface totale est = surface de la voûte + surface piedroits

$$= \frac{\pi \cdot R}{2} \cdot 75,00 + 3,5 \cdot 2 \cdot 75,00 = 1114 \text{ m}^2.$$



d'où  $Q_{\text{Bois}} = 1114 \cdot 10 = 11140 \text{ m}^3$  de bois

d'où les quantités de matériaux nécessaires :

Matériaux		total
Ciment	402,5 + 184	586,4 t
Sable	460 + 460	920 m <sup>3</sup>
Gravier	920	920 m <sup>3</sup>
Bois	7600 + 11140	18740 m <sup>3</sup>

Main d'œuvre et Outillages :

les calculs de nécessaires en main d'œuvre et outillages ont été élaborés dans les chapitres précédents, ils ont été déterminés après un recensement de tout les outils et machines nécessaires disponibles dans l'entreprise.

#### 10 - Installation de chantier :

le chantier sera installé sur le terrain situé dans la zone nord du tunnel (Partie aval), l'accès à la zone de décharge s'effectuera après démolition partielle du mur de soutènement existant.

##### - Atelier d'outillages :

un atelier central pour la confection des armatures est à prévoir. Il sera doté d'outillages de moyenne capacité.

##### - Atelier de production :

ils sont calculés en fonction de la consommation maximale journalière, dans notre cas on a un atelier de production, la mini-centrale à béton :

Consommation maximale journalière =  $\frac{492}{7} = 71 \text{ m}^3$   
 production journalière de la mini-centrale à béton =  $80 \text{ m}^3$ , ce qui est suffisant.

- Dépôts:

Le rôle des dépôts de chantier est d'assurer l'approvisionnement continu de la production des chantiers avec des matériaux. Les surfaces à prévoir pour les divers matériaux tels que gravier, sable, ciment, bois ect... sont données par;

$$S = \frac{Q}{q} \cdot \frac{1}{k}$$

Q : quantité de stock maximum

q : quantité spécifique de dépôt du matériau

k : Coefficient de correction dépendant de la nature du matériau

S : la surface de dépôt.

Matériaux	Q (m <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	k	S (m <sup>2</sup> )	Dimensions (m. m)
Gravier	920	3	1,4	220	22 x 10
Sable	920	3	1,4	220	22 x 10
Ciment	On prévoit 2 Silos de 300t chacun, ils seront placés près de la mini centrale à béton.				
Bois	18750	2	0,5	18750	190 x 100

- Construction provisoire pour le groupe social :

Ces constructions sont les suivantes :

1/ bureaux , 2/ dortoirs , 3/ vestiaires , 4/ Cantine , 5/ points sanitaires ,  
 6/ parking .

N° d'ordre	Designation	effectif	Norme $S_{op}$ ( $m^2$ )	Surface totale	observations
1	bureaux de chantier	6	5	30	1- Chef de projet 1- Secrétaire de chantier 1- magasinier 1- technicien 1- peintre 1- Contrôleur S.N.T.F
2	Dortoirs	90	5	450	
3	Vestiaires	90	0,5	45	
4	Cantine	90	0,7	63	
5	Pts sanitaires	90	0,2	18	
6	Parking			50	recouvert d'une couche de 20cm de tout venant damé.

total

- Construction en paroi simple :

$$\text{Haugar (charpentier)} = 20 \text{ m}^2$$

$$\text{Haugar (entretien)} = 30 \text{ m}^2$$

$$\text{laboratoire de chantier} = 10 \text{ m}^2$$

$$\underline{60 \text{ m}^2}$$

$$\text{norme } N_T = 3,6 \text{ h.h/m}^2 \quad \text{d'où} \quad V_T = 216 \text{ H.h}$$

- Construction en double paroi

$$\text{dortoirs} \dots\dots\dots 450 \text{ m}^2$$

$$\text{bureaux} \dots\dots\dots 30 \text{ m}^2$$

$$\text{Cantine} \dots\dots\dots 63 \text{ m}^2$$

$$\text{pts sanitaires} \dots\dots\dots 18 \text{ m}^2$$

$$\underline{561 \text{ m}^2}$$

$$\text{norme } N_T = 5,6 \text{ H.h/m}^2 \quad \text{d'où} \quad V_T = 5,6 \cdot 561 = 3141,6 \text{ H.h}$$

Volume total des constructions provisoires :

$$V_T = 216 + 3141,6 = 3358 \text{ H.h} = 420 \text{ H.J}$$

$$\text{pour une durée } t = 30 \text{ j} \quad e_i = \frac{420}{30} = 14 \text{ hommes}$$

# 11 - Etablissement de la suite optimale des processus :

pour établir la suite optimale des processus, il est nécessaire de se poser les questions suivantes :

- Quel est le processus qui peut commencer après un certain processus exécuté ?

- Quel est le processus qui doit être exécuté avant un certain processus ?

sur cette base on établit les relations séquentielles entre les processus de chaque objet composant.

Notation :

1 : tâche (i)

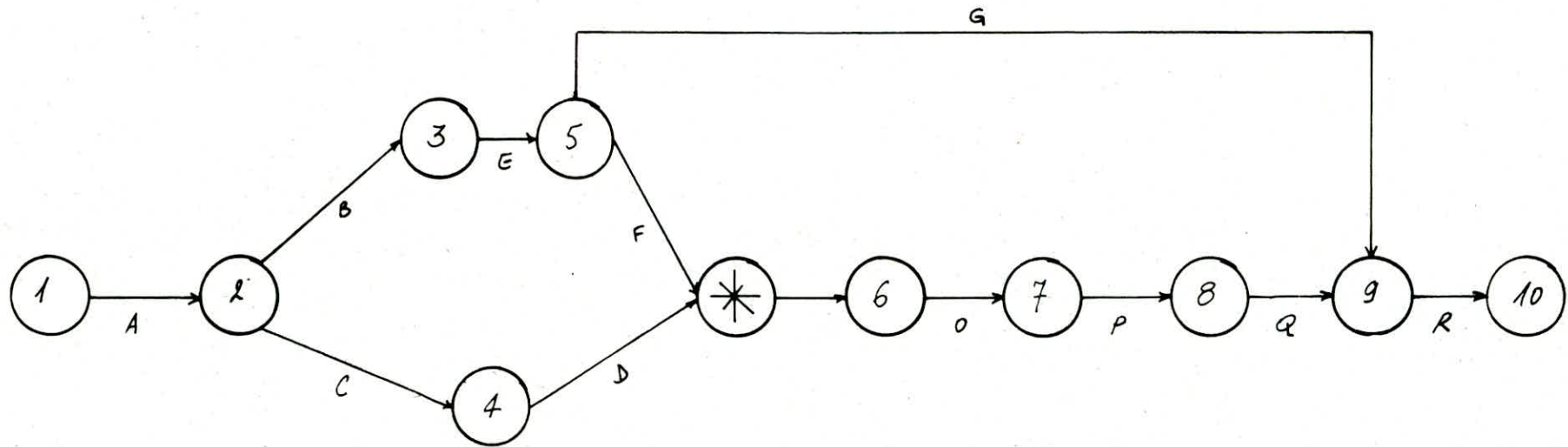
2 : tâche qui peut être exécutée après la tâche (i)


3 : tâche qui peut être exécutée avant la tâche (i)

1	2	3		1	2	3		1	2	3
A	B, C	/		H <sub>8</sub>	H <sub>9</sub> , I <sub>7</sub>	H <sub>7</sub>		J <sub>5</sub>	J <sub>6</sub> , K <sub>5</sub>	J <sub>4</sub>
B	E	A		H <sub>9</sub>	H <sub>10</sub>	H <sub>8</sub>		J <sub>6</sub>	J <sub>7</sub> , K <sub>6</sub>	J <sub>5</sub>
C	D	A		H <sub>10</sub>	I <sub>7</sub>	H <sub>9</sub>		J <sub>7</sub>	J <sub>8</sub> , K <sub>7</sub>	J <sub>6</sub>
D	H <sub>1</sub>	C		I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub> , J <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>		J <sub>8</sub>	J <sub>9</sub>	J <sub>7</sub>
E	F, G	B		I <sub>2</sub>	I <sub>3</sub> , J <sub>2</sub>	I <sub>1</sub>		J <sub>9</sub>	J <sub>10</sub>	J <sub>8</sub>
F	H <sub>1</sub>	E		I <sub>3</sub>	I <sub>4</sub> , J <sub>3</sub>	I <sub>2</sub>		J <sub>10</sub>	K <sub>7</sub>	J <sub>9</sub>
G	R	E		I <sub>4</sub>	I <sub>5</sub> , J <sub>4</sub>	I <sub>3</sub>		K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub> , L <sub>1</sub>	J <sub>1</sub>
H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	F, D		I <sub>5</sub>	I <sub>6</sub> , J <sub>5</sub>	I <sub>4</sub>		K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub> , L <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>
H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub> , I <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>		I <sub>6</sub>	I <sub>7</sub> , J <sub>6</sub>	I <sub>5</sub>		K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub> , L <sub>3</sub>	K <sub>2</sub>
H <sub>3</sub>	H <sub>4</sub> , I <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>		I <sub>7</sub>	J <sub>7</sub>	I <sub>6</sub>		K <sub>4</sub>	K <sub>5</sub> , L <sub>4</sub>	K <sub>3</sub>
H <sub>4</sub>	H <sub>5</sub> , I <sub>3</sub>	H <sub>3</sub>		J <sub>1</sub>	J <sub>2</sub> , K <sub>1</sub>	I <sub>1</sub>		K <sub>5</sub>	K <sub>6</sub> , L <sub>5</sub>	K <sub>4</sub>
H <sub>5</sub>	H <sub>6</sub> , I <sub>4</sub>	H <sub>4</sub>		J <sub>2</sub>	J <sub>3</sub> , K <sub>2</sub>	J <sub>1</sub>		K <sub>6</sub>	K <sub>7</sub> , L <sub>6</sub>	K <sub>5</sub>
H <sub>6</sub>	H <sub>7</sub> , I <sub>5</sub>	H <sub>5</sub>		J <sub>3</sub>	J <sub>4</sub> , K <sub>3</sub>	J <sub>2</sub>		K <sub>7</sub>	L <sub>7</sub>	K <sub>6</sub>
H <sub>7</sub>	H <sub>8</sub> , I <sub>6</sub>	H <sub>6</sub>		J <sub>4</sub>	J <sub>5</sub> , K <sub>4</sub>	J <sub>3</sub>		L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub> , M <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>

1	2	3		1	2	3		1	2	3
$L_2$	$L_3, M_2$	$L_1$		$M_3$	$M_4, N_3$	$M_2$		$N_4$	$N_5$	$N_3$
$L_3$	$L_4, M_3$	$L_2$		$M_4$	$M_5, N_4$	$M_3$		$N_5$	$N_6$	$N_4$
$L_4$	$L_5, M_4$	$L_3$		$M_5$	$M_6, N_5$	$M_4$		$N_6$	$N_7$	$N_5$
$L_5$	$L_6, M_5$	$L_4$		$M_6$	$M_7, N_6$	$M_5$		$N_7$	$N_8$	$N_6$
$L_6$	$L_7, M_6$	$L_5$		$M_7$	$M_8, N_7$	$M_6$		$N_8$	$N_9$	$N_7$
$L_7$	$L_8, M_7$	$L_6$		$M_8$	$M_9, N_8$	$M_7$		$N_9$	$N_{10}$	$N_8$
$L_8$	$L_9, M_8$	$L_7$		$M_9$	$M_{10}, N_9$	$M_8$		$N_{10}$	$O$	$N_9$
$L_9$	$L_{10}, M_9$	$L_8$		$M_{10}$	$N_{10}$	$M_9$		$O$	$P$	$N_{10}$
$L_{10}$	$M_{10}$	$L_9$		$N_1$	$N_2$	$M_1$		$P$	$Q$	$O$
$M_1$	$M_2, N_1$	$L_1$		$N_2$	$N_3$	$N_1$		$Q$	$R$	$P$
$M_2$	$M_3, N_2$	$M_1$		$N_3$	$N_4$	$N_2$		$R$	/	$Q$

# GRAPHE RESEAU "PERT"



la tâche  représente les travaux réalisés par plots de 10m pour les processus H, I, J, K, L, M, N  
(voir Cyclogramme)

## Méthode d'organisation :

### 13 - CYCLOGRAMME DES PROCESSUS (méthode à la chaîne)

la méthode d'exécution d'un processus complexe composé de plusieurs processus simples par des secteurs de travail, consiste à réaliser les processus composants (dénommés chaîne partielle) par des successions synchronisées.

chaque processus simple est exécuté par une équipe à effectif constant, dotée d'équipements et d'outils nécessaires. l'équipe passe d'une façon continue d'un secteur à un autre. Sur chaque secteur les équipes se succèdent l'une après l'autre et exécutent les travaux de telle sorte que le décalage soit le plus petit possible.

Cette méthode se fait à partir de la méthode successive par un procédé qui nécessite aucun surplus de ressources; le processus (i+1) sera translaté vers le processus (i) jusqu'à obtenir une synchronisation sur au moins un secteur tout en évitant un chevauchement, par ailleurs le Cyclogramme nous permet de déterminer la durée d'exécution.

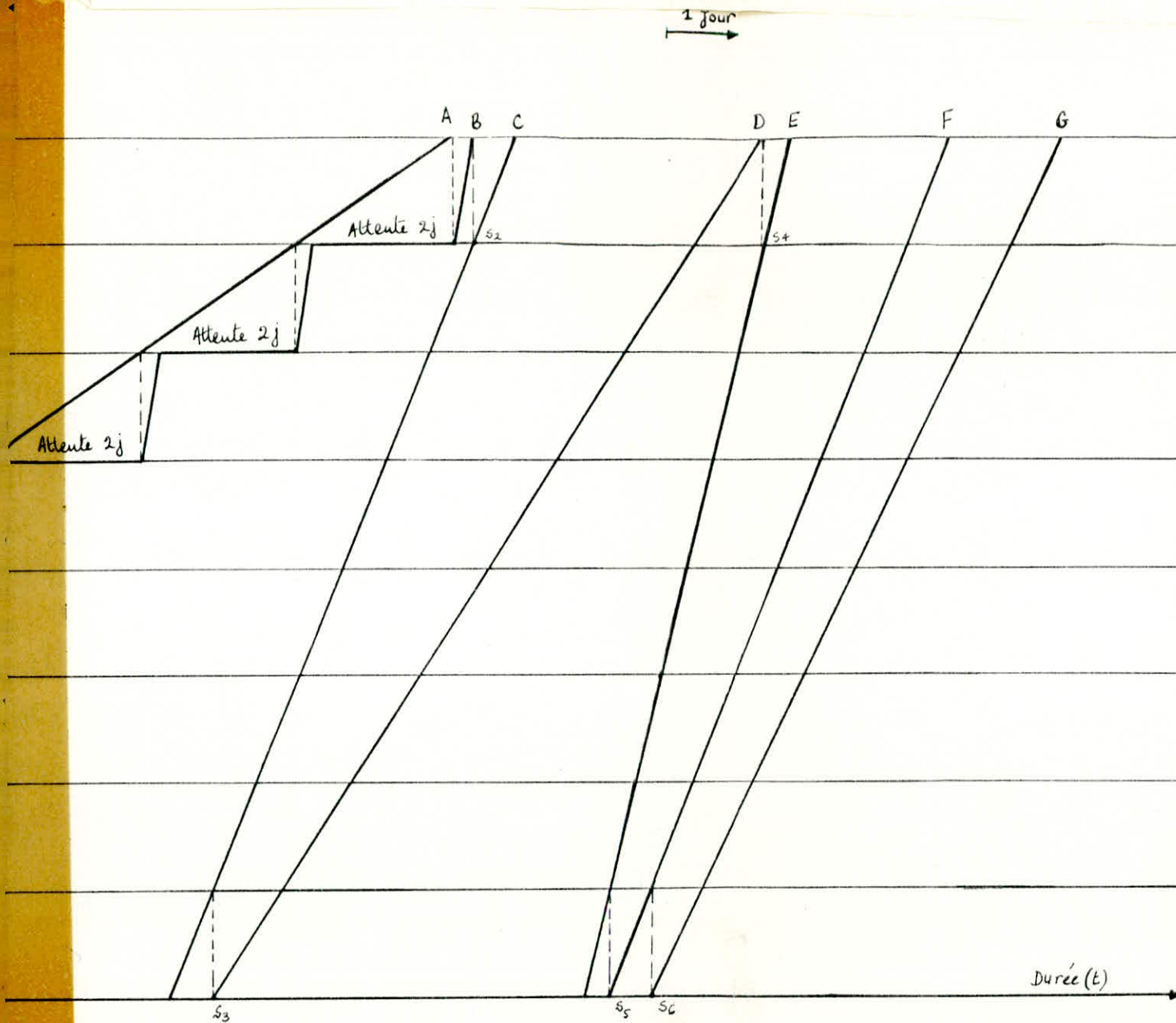
$$T_e = \sum_{i=1}^{i=m} t_i^1 + \sum_{i=1}^m \Sigma_i^1 + \sum_{j=1}^{m-1} \Delta_j^1 + \sum_{\lambda=2}^{\lambda=n} t_m^\lambda$$

où  $\Sigma_i$  : représente le décalage organisationnel.

$\Delta_j$  : représente le décalage technologique.

$\lambda_i$  : représente le processus (i).

pour notre cas les cyclogrammes seront établis pour la réalisation du perré béton ou on a procédé à une sectorisation par plot de 10m sur une longueur moyenne de 80m et pour la réalisation des tâches H, I, J, K, L, M, N sur la longueur du tunnel (75,00 m).



FER - CYCLOGRAMME

PERRE - BETON

A :- Excavation des fondations

B :- Pose des drains

C :- Montage des Armatures

D :- Coffrage des fondations

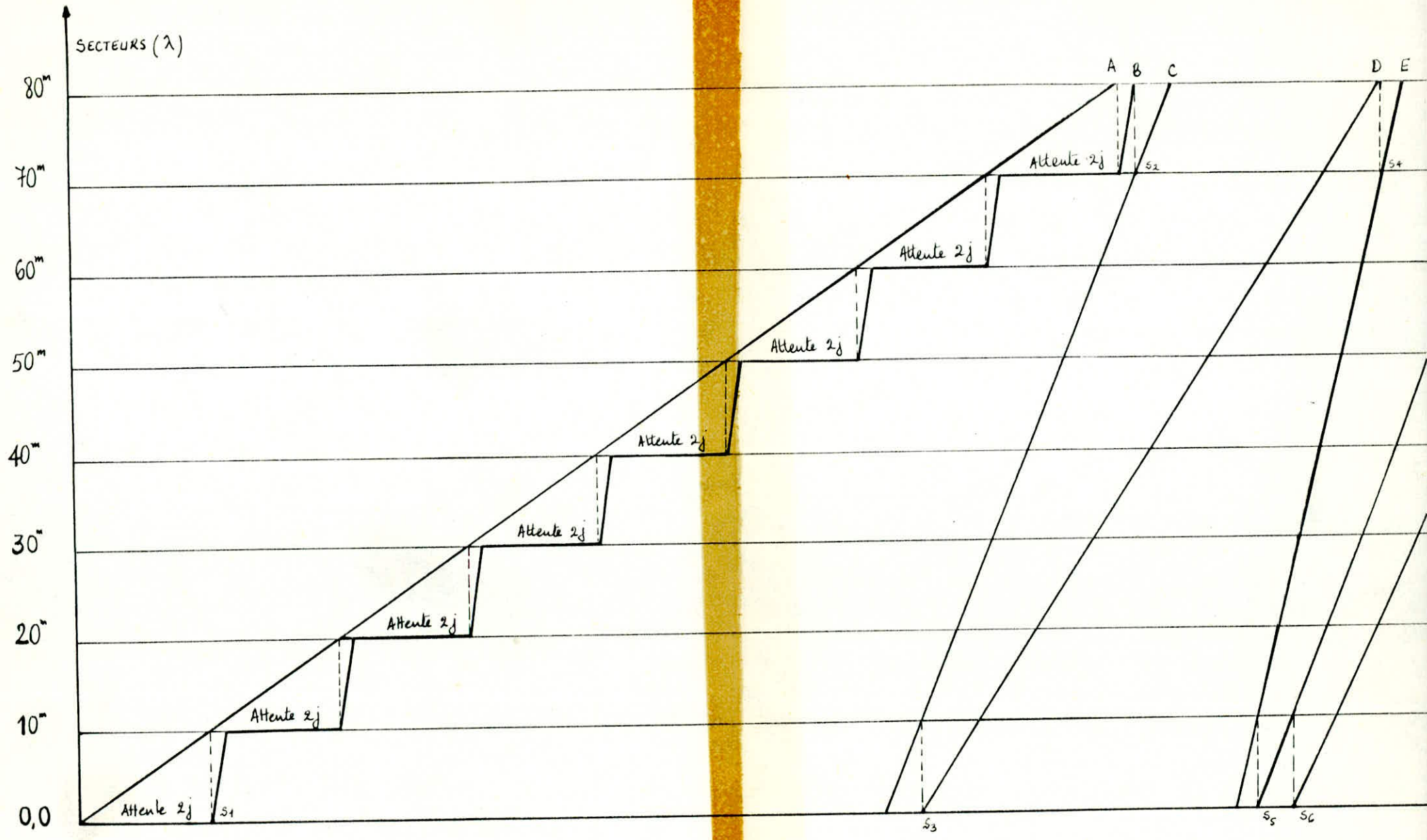
E :- Betonage des fondations

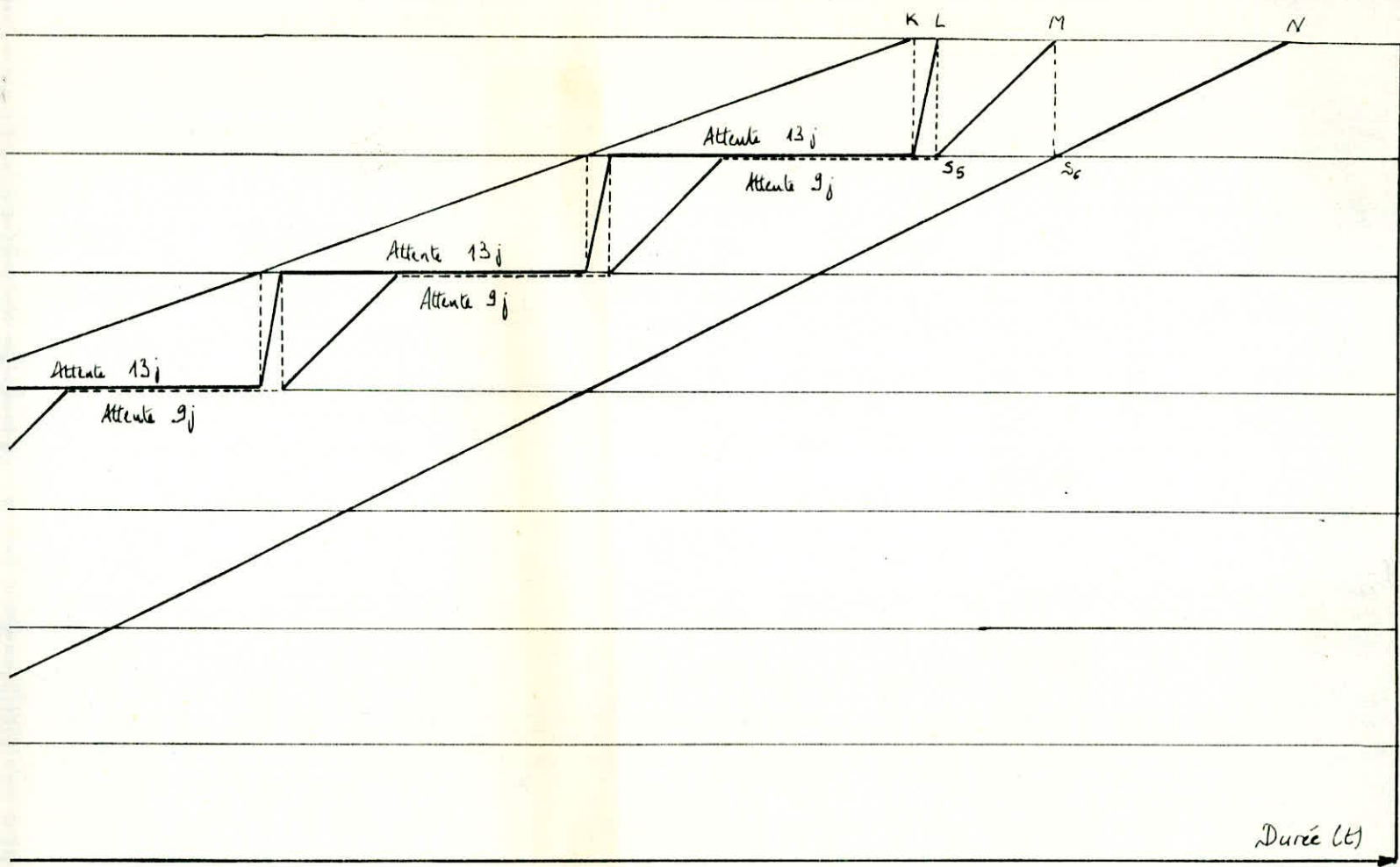
F :- Decoffrage des fondations

G :- Betonage du mur



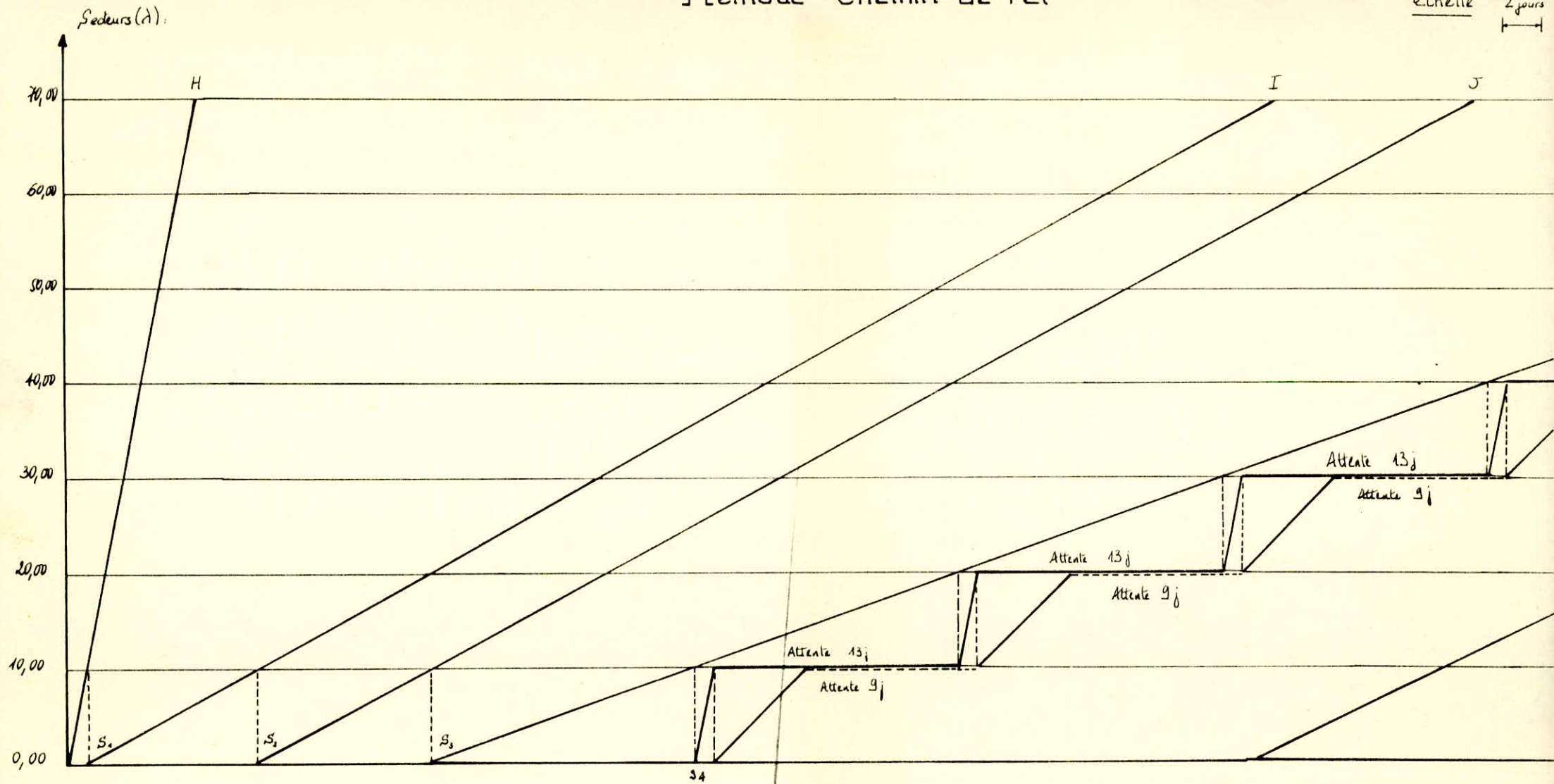
Echelle :  
 1 jour





# Meinode Chemin de Fer

echelle 2 jours  
|-----|



## BIBLIOGRAPHIE

- Renovation des tunnels et techniques de réparation - Jean Eraud - Dunod
- Techniques des travaux t 1, 2 et 3 - Max Jacobson edition BERANGER
- Cours pratiques de MDS t 2 - G. Sanglerat et J. Coslet - Edition Dunod
- Problemes pratiques de MDS t 2 - G. Sanglerat et J. Coslet - edition Dunod
- Fondations et ouvrages en terre - G. Phillipponat - edition Eyrolles
- Traité de MDS - A. Caquot et J. Kerisel - Edition Gauthier-villars
- les fondations - G.A. LEONARDS - Edition Dunod
- Cours de MDS II dispensé à l'E.N.P.A.
- tables de poussées et de butées - Caquot - Kerisel - ACSI
- Murs de soutènement - REIMBERT - Edition Eyrolles
- Traité de béton Armé - tome 7 - A. Guerrin - edition Dunod
- Calcul et la vérification des ouvrages en B.A. - P. Charon - edition Eyrolles
- Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages en B.A. - Edition Eyrolles
- Aides memoires RDM et Béton Armé - DAVIDOVIC - Edition Dunod -
- Cours de Béton Armé tome 2 - M. BELAZOUGUI - Edition O.P.U
- Repère d'utilisation des matériels (M.U.C.H) - Edition CNAT juin 1985
- Repère de production (main d'oeuvre) - t 2 - Edition CNAT juin 1985
- Cours de ODC dispensé à l'E.N.P.A
- thèses de fin d'étude
- Resistance des matériaux - t 2 - TIMOSHENKO - Edition Dunod
- Resistance des matériaux t-2 - J. Courbon - Edition Dunod
- Resistance des matériaux t-1 - M. ALBIGES, A. Coir - Edition Eyrolles

~~B~~ ANNEXE ~~B~~ —

---

## ÉTUDE DE LA SOLUTION N° 1

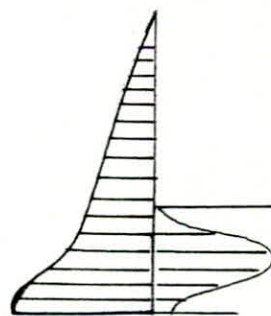
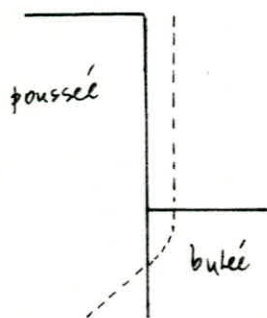
Le soutènement serait réalisé à l'aide d'un mur de pontonnement constitué de pieux ouverts, ou de palplanches simplement encastrées dans le substratum.

Étant donné la qualité médiocre des essais pressiométrique et l'insuffisance observée dans les rapports de sol, on prendra comme caractéristiques des terrains

- Remblais :  $c = 0$  ;  $\varphi_1 = 20^\circ$  ;  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$
- Substratum :  $c = 0$  ;  $\varphi_2 = 30^\circ$  ;  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$   
(marnes)
- Angle d'obliquité des contraintes :  $\delta = 0$
- pente du remblais :  $\beta = 0$
- Surcharges :  $s = 1,2 \text{ t/m}^2$

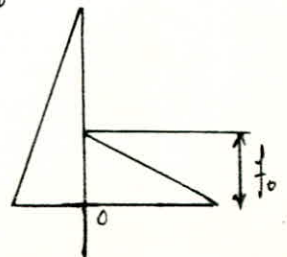
### PRINCIPE DE LA METHODE APPLIQUEE :-

La méthode utilisée est celle du calcul en plasticité parfaite; cette théorie considère que le rideau pivote autour d'un axe situé légèrement au dessus de son extrémité inférieure; le déplacement s'il est assez important, provoque au dessus de l'axe de rotation la formation de deux zones plastiques correspondant au schéma de Boussinesq

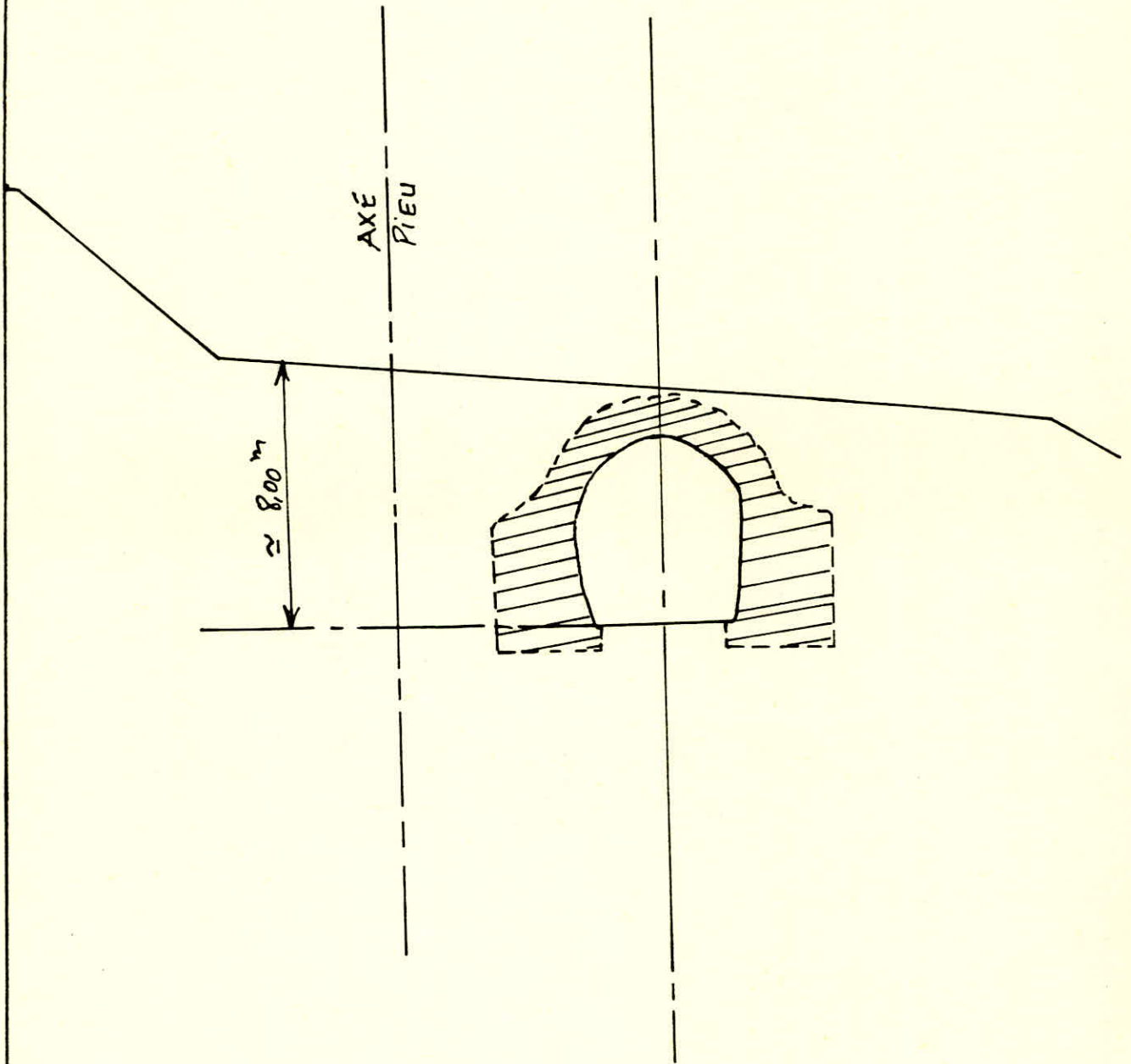


La distribution des contraintes réelles au moment de la rupture sont remplacées par une distribution plus simple pour le calcul. Sous l'action des poussées de la fiche  $f_0$  développe dans le sol une butée et une force  $C$

ou  $C$  représente la résultante des efforts de contre-butée, on admet que cette force est appliquée au pt  $O$



PM 65



la  $\sum M/O = 0$  nous permet d'éliminer la contre-butée C et on peut tirer la fiche  $f_0$  à qui on ajout  $0,2 f_0$  pour trouver la fiche totale  $f = 1,2 f_0$ .

POUSSEES DUES AUX SURCHARGES : ( $\rho = 1,2 \text{ t/m}^2$ )

les poussées dues aux surcharges sont données

par :-

$$\sigma_i = K q_i = q_i$$

ou  $K_q =$  coefficient de poussée dû aux surcharges donné dans la méthode de Coulomb lorsque la surcharge est verticale.

$$K_q = \frac{K_{ix}}{\cos(\beta - \lambda)}$$

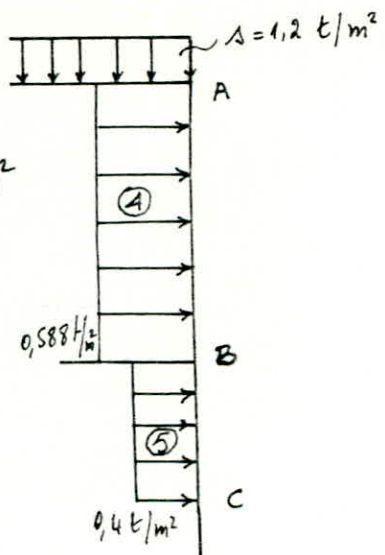
$$(\lambda = \beta = 0) \Rightarrow K_q = K_{ix} =$$

$$K_{\text{remblai}} = \frac{1 - \sin \varphi_1}{1 + \sin \varphi_1} = 0,490$$

$$K_{\text{substratum}} = \frac{1 - \sin \varphi_2}{1 + \sin \varphi_2} = 1/3$$

en A :-  $\sigma_A = K_r \cdot \rho = 0,49 \times 1,2 = 0,588 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_B = K_{as} \cdot \rho = 1/3 \times 1,2 = 0,4 \text{ t/m}^2$$



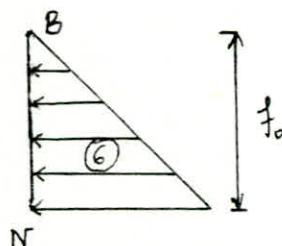
EFFORT DE BUTÉE :-

$$\sigma_N = K_{b.subs} \cdot \gamma \cdot f_0$$

$$K_{b.subs} = \frac{1}{K_{asub}} = 3$$

$$\sigma_N = 3 \times 2 \times f_0 \times (1/2)$$

$$\sigma_N = 3 f_0$$



où  $1/2$  représente le Coefficient réducteur affecté aux efforts de butée, ceci est une acuité vis à vis au renversement



## POUSSÉES DES TERRES

les poussées de terre sont données par la relation suivante :

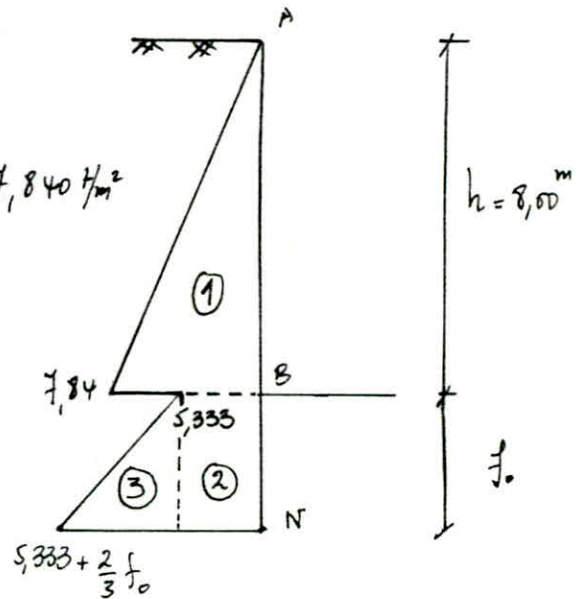
$$\sigma_i = \sum_{i=1}^n K_i \gamma_i h_i$$

$$\sigma_A = 0$$

$$\sigma_{B_1} = \sigma_A + K_r \cdot \gamma_r \cdot h_r = 0,49 \cdot 2 \cdot 8 = 7,840 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{B_2} = 0 + K_{qs} \cdot \gamma_s \cdot h_s = 1/3 \cdot 2 \cdot 8 = 5,333 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_N = \sigma_{B_2} + K_{bsub} \cdot \gamma_s \cdot f_0 = 5,333 + \frac{2}{3} f_0$$



on calcule les forces résultantes  $F_i$  qui sont données par les surfaces des diagrammes de poussées ; les bras de levier correspondants et les moments engendrés par ces forces. les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous

zone de diagramme	Force résultante équivalente t/ml	Bras de levier (m)	Moment / N (t.m)
1	31,36	$\frac{8}{3} + f_0$	$83,627 + 31,36 f_0$
2	$5,133 f_0$	$f_0/2$	$2,667 f_0^2$
3	$\frac{1}{6} f_0^2$	$\frac{1}{3} f_0$	$0,11 f_0^3$
4	4,704	$4 + f_0$	$18,816 + 4,704 f_0$
5	$0,400 f_0$	$f_0/2$	$0,200 f_0^2$
6	$\frac{3}{2} f_0^2$	$-\frac{1}{3} f_0$	$-0,500 f_0^3$

$$\sum M/N = 0 \Rightarrow -0,389 f_0^3 + 2,867 f_0^2 + 36,064 f_0 + 102,443 = 0$$

la solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> ordre donne :

$$f_0 = 14,823 \text{ m}$$

l'encastrement donc, sera réaliser par une fiche minimale  
 $f = f_0 + 0,2 f_0 = 14,823 + 2,965 = 17,79 \text{ m}$   
 $f = 17,79 \text{ m}$

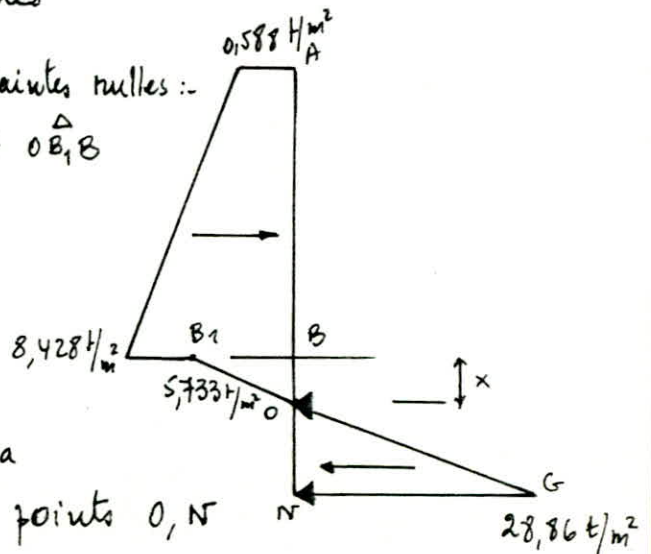
DÉTERMINATION DES EFFORTS INTERNES M; T

pour cela traçons le diagramme final des poussées après superposition des diagrammes

détermination de x : point de contraintes nulles :  
 homothétie des triangles  $O\hat{N}G$  et  $O\hat{B}_1B$

$$\frac{28,86}{(f_0 - x)} = \frac{5,733}{x}$$

$$\Rightarrow x = 3,707 \text{ m}$$



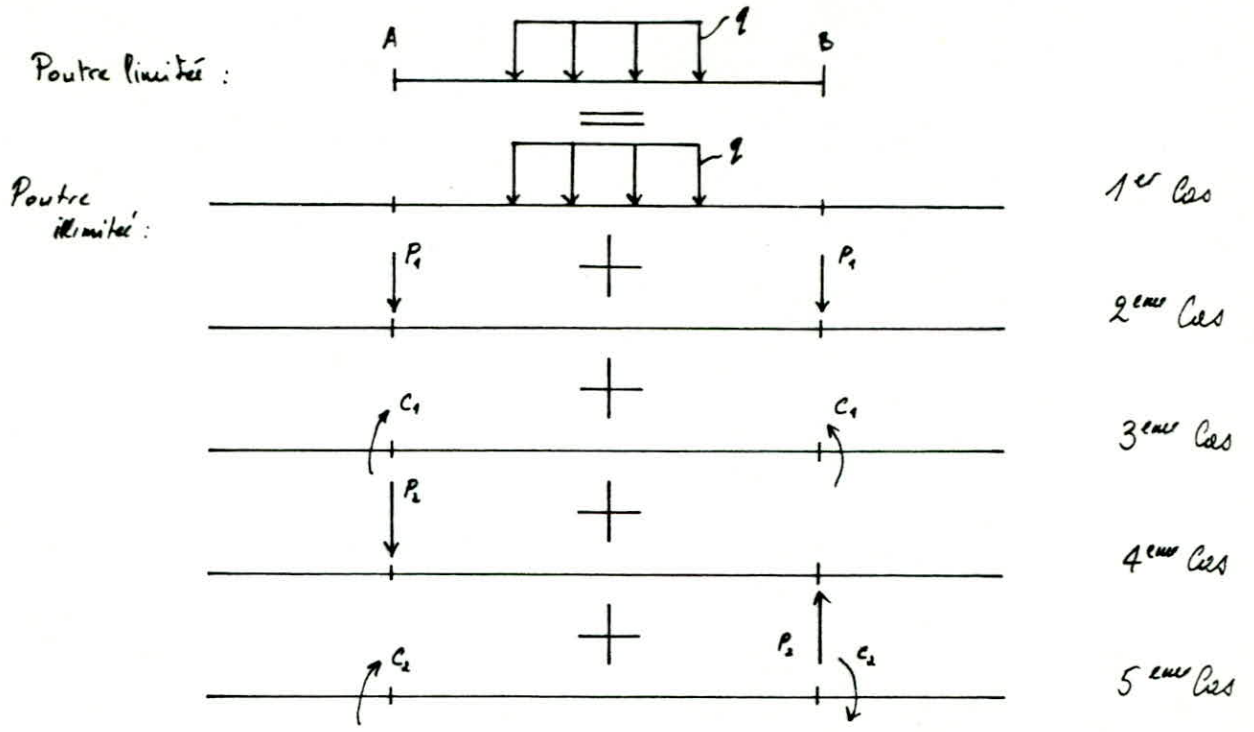
pour le calcul ; la poutre sera

considérer comme articulée au points O, N

$$M/O = \frac{1}{2} \times 28,86 \times \frac{11,116^2}{3} = 1186,70 \text{ tm}$$

Il nous semble invraisemblable de réaliser un confortement qui peut résister à cet effort extérieur très important ; ce confortement exigerait des dimensions peu communes et une fiche minimale de 18,00 m à peu près ce qui est énorme vu la hauteur de la retenue ( $h = 8,00 \text{ m}$ ). donc la solution palplanche a été rejetée car on pense que malgré des résultats d'essais sur le sol plus précis et meilleurs ; les dimensions de l'écran de soutènement nécessaire à la stabilité du talus resteraient importantes tant sur le plan technique qu'économique.

# ETUDE DES BUTONS :- (détails de calcul)



les conditions aux limites nous permettent de déterminer le système de charges ( $\rho$ ) ( $P_1, C_1, P_2, C_2$ ):

les déplacements en A et B sont nuls, les rotations en A et B sont nulles

$$(1) \begin{cases} V_A(S) + V_A(\rho) = 0 & w_A(S) + w_A(\rho) = 0 \\ V_B(S) + V_B(\rho) = 0 & w_B(S) + w_B(\rho) = 0 \end{cases}$$

les fonctions :

$$\text{pour } u > 0 \begin{cases} \varphi(u) = e^{-u} (\cos u + \sin u) \\ \xi(u) = e^{-u} \sin(u) \\ \psi(u) = e^{-u} (\cos u - \sin u) \\ \theta(u) = e^{-u} \cos(u) \end{cases} \quad \text{avec } u = \gamma x$$

$\gamma = 0,363$

$$\text{pour } u < 0 \begin{cases} \varphi(u) = \varphi(-u) & ; & \psi(u) = \psi(-u) \\ \xi(u) = -\xi(-u) & ; & \theta(u) = -\theta(-u) \end{cases}$$

les relations entre les différentes fonctions sont données par :

$$\begin{cases} \frac{d\varphi}{du} = -2\xi(u) & ; & \frac{d\psi}{du} = -2\theta(u) \\ \frac{d\xi}{du} = \varphi(u) & ; & \frac{d\theta}{du} = -\psi(u) \end{cases}$$

Le système (1) s'écrit :

$$-1,07 P_1 - 0,13 C_1 - 0,75 P_2 + 0,13 C_2 = 2,1 q$$

$$-1,07 P_1 - 0,13 C_1 + 0,75 P_2 - 0,13 C_2 = 2,1 q$$

$$0,13 P_1 - 0,19 C_1 - 0,13 P_2 - 0,29 C_2 = 0,67 q$$

$$0,13 P_1 - 0,19 C_1 + 0,13 P_2 + 0,29 C_2 = -0,67 q$$

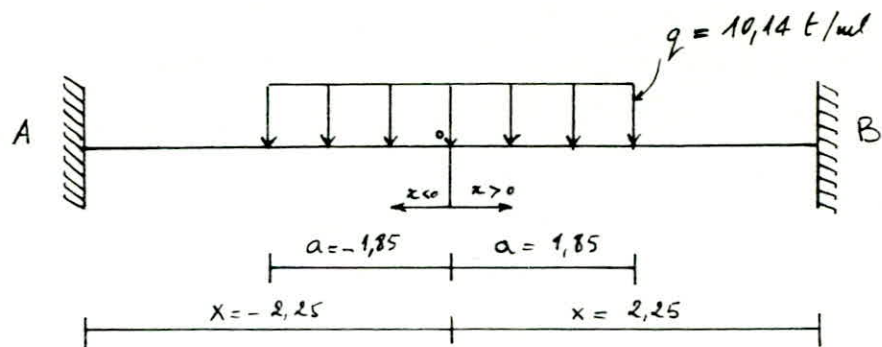
Ce système de 4 équations à 4 inconnus admet comme solution :

$$C_1 = -1,25 q$$

$$P_1 = -1,85 q$$

$$C_2 = -2,15 q$$

$$P_2 = -0,37 q$$



d'où

$$C_1 = -1,25 (10,14) = -12,68 \text{ t.m}$$

$$C_2 = -2,15 (10,14) = -21,80 \text{ t.m}$$

$$P_1 = -1,85 (10,14) = -18,76 \text{ t.}$$

$$P_2 = -0,37 (10,14) = -3,75 \text{ t.}$$

1<sup>er</sup> cas :

$$V(x) = \frac{q}{2k} [\theta(\gamma(x+a)) - \theta(\gamma(x-a))]$$

$$\omega(x) = \frac{q}{2k} [\psi(\gamma(x+a)) - \psi(\gamma(x-a))]$$

$$M(x) = \frac{q}{4\gamma^2} [\xi(\gamma(x+a)) - \xi(\gamma(x-a))] ; T(x) = \frac{q}{4\gamma} [\psi(\gamma(x+a)) - \psi(\gamma(x-a))]$$

	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,25
$V(x) \cdot 10^4 (m)$	-68,73	-67,04	-62,53	-59,15	-51,26	-47,32
$\omega(x) \cdot 10^4 (rad)$	0,00	4,48	8,99	12,28	14,51	15,10
$M(x) (t \cdot m)$	27,63	11,75	10,12	7,31	3,75	1,79
$T(x) (t)$	1,12	-1,96	-4,26	-6,65	-7,71	-6,49
$R(x) \cdot 10^4 (t/m)$	-6,19	-6,04	-5,63	-5,32	-4,61	-4,26

2<sup>eme</sup> Cas :

$$V(x) = -\frac{P_1 \gamma}{2k} [\psi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \psi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

$$\omega(x) = \frac{P_1 \gamma^2}{k} [\xi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \xi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

$$M(x) = \frac{P_1}{4\gamma} [\psi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \psi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)] ; T(x) = -\frac{P_1}{2} [-\theta(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \theta(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,25
$V(x) \cdot 10^4 (m)$	37,00	36,96	36,42	36,71	36,11	44,61
$\omega(x) \cdot 10^4 (rad)$	-17,58	-17,29	-15,38	-12,37	-8,25	-5,41
$M(x) (t \cdot m)$	-0,24	+0,14	-1,64	-3,75	-7,75	-10,26
$T(x) (t)$	0,00	-2,03	-4,31	-6,38	-8,40	-9,52
$R(x) \cdot 10^4 (t/m)$	3,33	3,33	3,28	3,30	3,25	4,02

3<sup>eme</sup> Cas :

$$V(x) = -\frac{G \gamma^2}{k} [\xi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \xi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

$$\omega(x) = -\frac{G \gamma^3}{k} [\psi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \psi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

$$M(x) = \frac{G}{2} [\theta(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \theta(\gamma|x + \frac{1}{2}|)] ; T(x) = -\frac{G \gamma}{2} [-\psi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \psi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,25
$V(x) \cdot 10^4 (m)$	11,89	11,69	10,39	8,33	5,58	3,08
$\omega(x) \cdot 10^4 (rad)$	0,12	-0,07	0,86	1,94	4,02	5,35
$M(x) (t \cdot m)$	-3,55	-3,90	-4,31	-4,82	-5,73	-6,24
$T(x) (t)$	0,00	0,51	1,10	1,45	1,77	1,89
$R(x) \cdot 10^4 (t/m)$	1,07	1,52	0,94	0,75	0,50	0,28

4<sup>eme</sup> Cas :

$$V(x) = -\frac{P_2 \gamma}{2k} [-\psi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \psi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

$$\omega(x) = \frac{P_2 \gamma^2}{k} [-\xi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \xi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

$$M(x) = \frac{P_2}{4\gamma} [-\psi(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \psi(\gamma|x + \frac{1}{2}|)] ; T(x) = -\frac{P_2}{2} [\theta(\gamma|x - \frac{1}{2}|) + \theta(\gamma|x + \frac{1}{2}|)]$$

	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,25
$V(x) \cdot 10^4$ (m)	0,00	-1,10	-2,39	-3,15	-3,86	-6,23
$w(x) \cdot 10^3$ (rad)	0,00	0,06	0,02	-0,28	-0,65	-1,04
$M(x)$ (t-m)	0,00	0,54	1,21	1,78	2,64	3,12
$T(x)$ (t)	1,05	1,16	1,28	1,43	1,70	1,95
$R(x) \cdot 10^4$ (t/m)	0,00	-0,10	-0,22	-0,28	-0,35	-0,56

5<sup>ème</sup> cas:

$$V(x) = -\frac{c_2 \gamma^2}{k} \left[ -\xi(\gamma|x - \ell/2|) + \xi(\gamma|x + \ell/2|) \right]$$

$$w(x) = -\frac{c_2 \gamma^2}{k} \left[ -\psi(\gamma|x - \ell/2|) + \psi(\gamma|x + \ell/2|) \right]$$

$$M(x) = \frac{c_2}{2} \left[ -\theta(\gamma|x - \ell/2|) + \theta(\gamma|x + \ell/2|) \right]; \quad T(x) = -\frac{c_2 \gamma}{2} \left[ \varphi(\gamma|x - \ell/2|) + \varphi(\gamma|x + \ell/2|) \right]$$

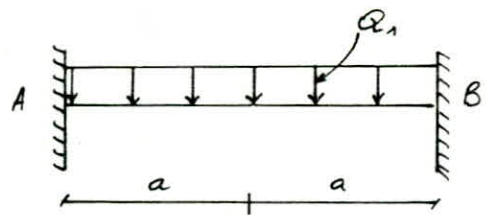
	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,25
$V(x) \cdot 10^4$ (m)	0,00	-0,32	0,096	1,61	3,83	5,86
$w(x) \cdot 10^3$ (rad)	0,00	-2,39	-5,41	-8,00	-11,83	-14,00
$M(x)$ (t-m)	0,00	2,37	5,01	7,41	9,77	11,06
$T(x)$ (t)	4,93	4,91	4,83	4,87	4,79	4,67
$R(x) \cdot 10^4$ (t/m)	0,00	0,03	0,09	0,15	0,35	0,53

Nota: pour l'intervalle  $[-2,25, 0]$  On procedera soit par symetrie soit par antisymetrie, selon les fonctions

$$\left| \begin{array}{l} \varphi(u) = \varphi(-u) \\ \psi(u) = \psi(-u) \end{array} \right| \quad \left| \begin{array}{l} -\xi(-u) = \xi(u) \\ \theta(u) = -\theta(-u) \end{array} \right.$$

Cas du poids propre:

$$Q_1 = 0,506 + 0,338 = 0,844 \text{ t/m}$$



$$V(x) = \frac{Q}{kD} \left[ (H+K) F(\gamma x) - (H-K) G(\gamma x) - D \right]$$

$$w(x) = \frac{dV(x)}{dx} = \frac{2Q}{kD} \left[ KH(\gamma x) - HK(\gamma x) \right]$$

$$M(x) = -\frac{Q}{2D\gamma^2} \left[ (H-K) F(\gamma x) + (H+K) G(\gamma x) \right]$$

$$T(x) = \frac{Q}{2\gamma D} \left[ H \cdot H(\gamma x) + K \cdot K(\gamma x) \right]$$

avec :  $F(x) = \operatorname{ch} x \cdot \cos x$  ;  $H(x) = \operatorname{ph} x \cdot \cos x$

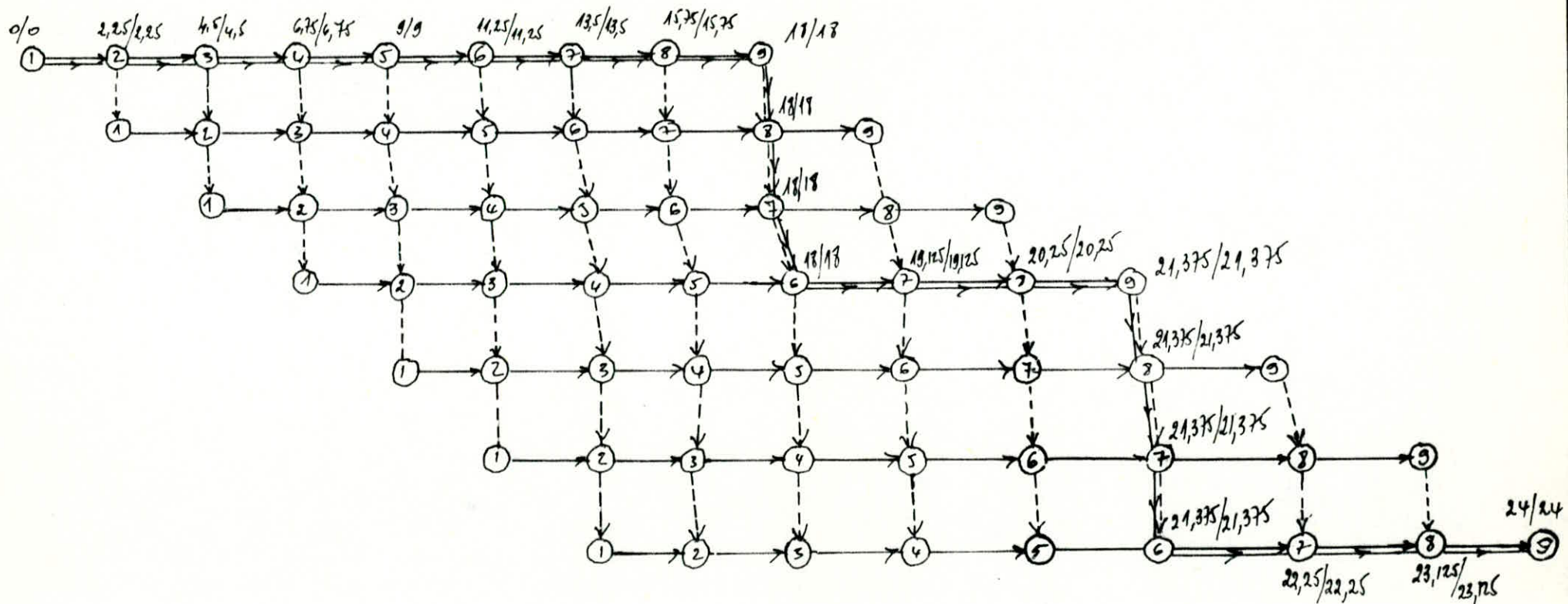
$G(x) = \operatorname{sh} x \cdot \sin x$  ;  $K(x) = \operatorname{ch} x \cdot \sin x$

$D = \frac{1}{2} [\operatorname{ph} 2\delta a + \operatorname{sh} 2\delta a] = +1,7306 \quad (\delta = 0,363, a = 2,25)$   
 $= -1,7306 \quad (\delta = 0,363, a = -2,25)$

Les valeurs des fonctions  $F(x)$ ,  $H(x)$ ,  $G(x)$  et  $K(x)$  dans les différentes sections sont regroupées dans le tableau suivant :

	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,25
$F(x)$	1,0000	0,9998	0,9971	0,9854	0,9537	0,9259
$H(x)$	0,0000	0,1825	0,3468	0,4891	0,5919	0,6234
$G(x)$	0,0000	0,0329	0,1317	0,2962	0,5254	0,6638
$K(x)$	0,0000	0,1834	0,3767	0,5967	0,8467	0,9859

	-2,25	-2,00	-1,50	-1,00	-0,50
$F(x)$	0,92	0,95	0,99	1,00	1,00
$H(x)$	-0,62	-0,59	-0,48	-0,35	-0,17
$G(x)$	0,66	0,53	0,30	0,13	0,03
$K(x)$	-0,99	-0,75	-0,60	-0,38	-0,18



Graphe Réseau "PERT"

- Réalisation du perré bétonné -



Devis économique  
"niveau des Prix 1985"

Estimation des Coûts

Désignation :	U	Quantité	P. U (DA)	Prix total (DA)
Installation de chantier	F	1	—	2 000 000, 00
Amenagement trains travaux	F	1	—	500 000, 00
laboratoire de chantier	F	1	—	550 000, 00
Confortement des couchis et cintres	F	1	—	400 000, 00
Ferrassements 1 <sup>ere</sup> Phase	m <sup>3</sup>	8200	135,00	1107 000, 00
Ferrassements 2 <sup>eme</sup> Phase	m <sup>3</sup>	7800	200,00	1560 000, 00
fouilles pour fondations	m <sup>3</sup>	2000	580,00	116 000, 00
Démolition de la route	m <sup>3</sup>	589	2760,0	1625 640, 00
Démolition des pignons	m <sup>3</sup>	1911	2760,0	5 271 600, 00
Démolition du béton	m <sup>3</sup>	50,00	5400,0	270 000, 00
Dépose des couchis et Cintres	T	63,00	5210,00	328 230, 00
Coffrage plan	m <sup>2</sup>	2266	420,00	951720, 00
Béton 1	m <sup>3</sup>	342	1360	2 865 120, 00
Béton 2		1200	2000	
Aciers d'armatures	kg	10 000	15,00	150 000, 00
Construction des maçonneries	m <sup>3</sup>	1512	2950,00	4460 400, 00
tout venant	m <sup>3</sup>	950,00	120,00	114 000, 00
grave 20/40	m <sup>3</sup>	420,00	600,00	252 000, 00
Géotextile	m <sup>2</sup>	3650,00	300,00	1095 000, 00

film polyane	m <sup>2</sup>	1100,00	50,00	55 000,00
Waterstop		80,00	150,00	12 000,00
barbacane $\phi$ 150	u	80,00	175,00	14 000,00
P.V.C $\phi$ 150	m/L	420,00	350	147 000,00
P.V.C $\phi$ 300	m/L	112,00	400,00	44 800,00
terrain local Compacté	m <sup>2</sup>	72,00	60,00	4320,00
tout venant recupere des mag.	m <sup>3</sup>	560,00	180,00	100 800,00

Prix total : 23994630,00 DA.

