

ABREVIATIONS

- ⌚ B.A : Béton Armé
- ⌚ B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites
- ⌚ C.M.D : Coefficient de Majoration Dynamique
- ⌚ C.R.T : Coefficient de Répartition Transversale
- ⌚ E.L.S : Etat Limite de Service
- ⌚ E.L.U : Etat Limite Ultime
- ⌚ L.I : Ligne d'Influence
- ⌚ P.K : Point Kilométrique
- ⌚ R.N : Route Nationale
- ⌚ SETRA : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
<u>PARTIE I-ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE.....</u>	<u>3</u>
<u>PARTIE II- ETUDE TECHNIQUE.....</u>	<u>8</u>
A- DIAGNOSTIC DE L'OUVRAGE ACTUEL :.....	9
<i>A-1 Description</i>	9
<i>A-2 Auscultation de l'ouvrage.....</i>	9
<i>A-3 Causes des dégradations.....</i>	10
B- ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE.....	10
<i>B-1 Situation géographique.....</i>	10
<i>B-2 Bassin versant :.....</i>	11
B-2-1 Surface et périmètre du bassin versant.....	11
B-2-2 Forme du bassin versant :.....	11
B-2-3 Rectangle équivalent :.....	11
B-2-4 Courbe hypsométrique-dénivellée :.....	12
B-2-5 Pente moyenne du bassin versant :.....	13
<i>B-3 Estimation des débits maximaux de crue :.....</i>	15
B-3-1 Fonction de l'influence de la pente $F(I)$:.....	16
B-3-2 Estimation des débits relatifs à des bassins versants de pente $I = 8\text{m/km}$	
B-3-3 Estimation des débits relatifs à des bassins versants de pente $I = 8,62\text{ m/km}$	
<i>B-4 Courbe de tarage $Q = f(H)$:.....</i>	17
<i>B-5 Calage de l'ouvrage</i>	20
C- ETUDE GEOTECHNIQUE :.....	21
<i>C-1 Résultats des sondages au pénétromètre dynamique :.....</i>	21
<i>C-2 Résultats des sondages et essais pressiométriques.....</i>	21
D- CHOIX DE L'OUVRAGE.....	26
<i>D-1 Emplacement :.....</i>	26
<i>D-2 Longueur de l'ouvrage :.....</i>	26

D-3 Comparaison des variantes :.....	26
D-3-1 Charge sur le pilier.....	28
D-3-1-a par les camions-systèmes Bc.....	28
D-3-1-b les piétons. :.....	28
D-3-2 Charge sur les culées :.....	28
D-3-2-a par les camions :.....	28
D-3-3 Variante 1 : Pont en B A à 2 travées indépendantes de 22m.....	30
A- Poutre principale de la superstructure :.....	30
B- Piliers.....	30
C- Semelles sous piliers : coulée sur place.....	31
D- Culée / coulée sur place schéma 11 N° 8°.....	31
E- Pieux.....	31
D-3-4 Variante 2 : Pont en béton armé de travées de 22m, hyperstatiques.....	34
D-3-5 Pont en béton armé précontraint de 44m de portée : Variante 3.....	34
E-CONCEPTION DE LA VARIANTE PRINCIPALE :.....	37
1° Fondation :.....	37
2°Culée :.....	37
3° Pile :.....	37
4° Superstructure :.....	37
4-1 Largeur de la chaussée :.....	37
4-2 Poutres principale, entretoise, dalles :.....	38
4-3 Revêtement de la chaussée :.....	38
4-4 Trottoir :.....	38
4-5 Garde-corps :.....	38
4-6 Gargouilles :.....	38
F- PREDIMENSIONNEMENT.....	38
1° -Prédimensionnement de la superstructure :.....	38
G- CAS DE CHARGE ADMISSIBLES A MADAGASCAR POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PONTS.....	40
G-1-1 Surcharges de chaussée :.....	40
G-1-1 Système de surcharge uniforme « A » :.....	40
G-1-2 Système de surcharge uniforme Bc :.....	40
G-1-3 Système de surcharge d'essieu BC de 20 tonnes :.....	41

G-1-4	Système de surcharge de roue Br de 8 tonnes	41
G-2	Effets dynamiques	41
H-	HYPOTHESE DE CALCUL	42
H-1	Généralité	42
H-2	Méthode de calcul	43
I-	DIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE	46
II-	I-1 DALLE	46
I-1-1	Coefficient de Majoration Dynamique (C.M.D)	46
I-1-2	Détermination des efforts dans les hourdis du tablier	47
I-1-2-1	Hourdis console	47
I-1-2-2	Hourdis intermédiaire	52
a-	Efforts dus aux charges permanentes	52
b-	Efforts dûs aux surcharges d'exploitation	52
c-	Armatures longitudinales	59
d-	Vérification au poinçonnement	63
e-	Armatures transversales	64
I-2	Poutres principales	65
I-2-1	Détermination de la section de calcul	65
II-2-2	Hypothèses	67
II-1-2-1-1	C.M.D:	67
II-1-2-1-2	C.R.T.	68
I-2-3	Détermination des armatures	73
II-2-1-1	Etat limite Ultime	73
II- 2-1-2-	Etat limite de service	74
II-2-2	Armatures transversales	74
II-2-2-1	Détermination de contraintes	74
II-2-2-2	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	75
II-2-2-3	Section des armatures inférieures	76
II-2-2-4	Condition de non fragilité	76
II-2-2-5	Armatures de montage	76
II-2-2-6	Armatures de peau	76
I-3	Diaphragmes	76
I-3-1	Lignes d'influences des moments fléchissants et efforts tranchants	77

I-3-1-1 Ligne d'influence des moments fléchissants aux appuis :.....	77
I-3-1-2 Lignes d'influence des moments fléchissants dans la section médiane :.....	78
I-3-1-3 Lignes d'influence des efforts tranchants :... ..	79
I-3-2 Sollicitations :.....	80
I-3-2-1 Moments fléchissants :.....	80
I-3-2-2 Efforts tranchants :.....	84
I-3-3 Calcul des armatures :.....	87
I-3-3 Calcul des armatures :.....	87
I-3-3-1 Section de calcul des armatures :.....	87
J- DIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE.....	90
J-1 Appareils d'appui :.....	90
J-2 Calcul du chevêtre.....	96
J-2-1 Calcul de la ferrailage :.....	98
J-3 Fût de la pile	
J-3-1 Notation.....	100
J-3-2 Calcul des armatures.....	101
J-3-3 Disposition constructive	105
J-4 Semelle de liaison.....	105
J-5 Pieux sous pile.....	113
J-6 CALCUL DE LA CULEE :.....	122
J-6-1 Mur Garde-Greve :.....	122
J-6-2 Semelle de liaison :.....	124
J-6-3 Pieux sous Culée :.....	126
K- ACCES.....	131
Partie III EVALUATION DU COUT DU PROJET.....	132
CONCLUSION.....	136
ANNEXES	

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION

Le présent travail est une contribution à l'étude de construction d'un pont neuf, situant sur la rivière d'Andromba, au PK 15 km + 740 sur la RN 1. Un pont est un élément constitutif d'une route servant de franchissement d'un cours d'eau ; Le pont d'Andromba a été construit pendant la période coloniale et a été terminé en 1921 et actuellement il est dans un état lamentable et état de fatigue nécessitant un remplacement par un autre, qui sera plus moderne est surtout capable de supporter des charges élevées, et correspondant à l'accroissement des trafics.

Afin de mener à bien notre étude, nous divisons en trois grandes parties cet ouvrage :

- Dans la première partie se trouve l'étude socio-économique nous permettant de connaître l'importance de ce pont aussi bien pour la capitale que pour la région moyenne
- Dans la deuxième partie, qui est le noyau de l'ouvrage, nous trouvons toutes les approches techniques concernant le dimensionnement des différents corps de ce pont (poutres principales, entretoises, tablier, appareils d'appui, pile, culées, pieux)
- Et dans la troisième partie se trouve l'évaluation du coût de la construction

Enfin nous espérons que notre modeste contribution va aider les dirigeants et les décideurs pour la reconstruction du futur pont.

PARTIE I

ETUDE SOCIO-
ECONOMIQUE

CHAPITRE I : GENERALITES

I-1 HISTORIQUE :

La RN1 relie la capitale avec le moyen-ouest ; la construction de cette route a commencé en 1902 et a été terminée en 1910 ; elle était alors une route empierrée, qui a relié Antananarivo à Miarinarivo.

La réhabilitation de la chaussée constituée d'une couche de base de macadam, d'une couche de roulement en revêtement dense, ont permis de sauvegarder l'essentiel de l'investissement jusqu'à ce jour. Toutefois, les conditions de circulation sont épouvantes : défaut d'uni dû à des déformations du support, boursouflures, fissures longitudinales, faïençage, flaches, nids-de-poule, arrachement du revêtement, affaissement sévère de digue témoignent d'une fatigue générale de la chaussée.

Le défaut d'étanchéité de la couche de roulement par fissuration, usure ou arrachement de l'enduit laisse craindre des dégradations profondes et généralisées, comme le confirme l'apparition de nombreux nids-de-poule.

Par ailleurs, trois ouvrages du franchissement méritent une étude approfondie en vue de leur réhabilitation ou reconstruction.

I-2 ROLE ET IMPORTANCE DE LA RN1 :

Jusqu'aujourd'hui, c'est la RN1 qui est la seule route qui assure la liaison du moyen-ouest avec la capitale. Elle joue donc un rôle très important pour le développement économique social et culturel de cette région ; elle assure surtout l'acheminement des productions agricoles et élevages vers la capitale. Si on ne parle que les trois principaux Fivondronana Tsiroanomandidy. Miarinarivo et Soavinandriana, ce sont de Fivondronana

très productifs, en effet, en voici un extrait du statistique agricole de ces Fivondronana, obtenu auprès de l'INSTAT.

Production de Paddy : (en tonne)

	1990	1991	1992	1993
Tsiroanomandidy	47 485	49 320	49 385	57 000
Miarinarivo	31 450	32 664	32 708	34 170
Soavinandriana	35 730	36 608	36 312	24 200

Production de Manioc : (en tonne)

	1990	1991	1992	1993
Tsiroanomandidy	56 192	47 067	50 747	52 295
Miarinarivo	52 209	44 226	47 422	48 915
Soavinandriana	17 102	14 323	15 444	15 925

Production de Maïs : (en tonne)

	1990	1991	1992	1993
Tsiroanomandidy	15 285	15 293	13 327	16 920
Miarinarivo	4 910	4 783	4 215	5 383
Soavinandriana	12 328	11 804	10 482	13 305

Production de Pomme de terre : (en tonne)

	1990	1991	1992	1993
Miarinarivo	104	109	111	120
Soavinandriana	155	159	164	165

En ce qui concerne les produits d'élevage, nous avons :

Bovins : (Tête)

	1990	1991	1992	1993
Tsiroanomandidy	192 448	199 266	183 437	214 801
Miarinarivo	65 933	65 419	67 732	77 790
Soavinandriana	67 090	33 241	62 078	65 540

Porcins: (Tête)

	1990	1991	1992	1993
Tsiroanomandidy	34 547	40 487	41 084	30 955
Miarinarivo	15 916	9 434	15 240	19 391
Soavinandriana	21 434	5 082	13 675	16 636

Volailles : (Tête)

	1990	1991	1992	1993
Tsiroanomandidy	149 611	108 754	202 770	134 346
Miarinarivo	95 448	82 207	150 118	126 411
Soavinandriana	96 902	88 703	122 583	61 593

La RN1 permet aux habitants de se communiquer avec le centre ville. Si nous nous limitons aux deux communes d' Ampitatafika et Fenoarivo, nous avons la répartition démographique suivantes :

COMMUNES	HABITANTS	FOKONTANY	HABITANTS
- AMPITATAFIKA	57 873	- Anosizato-Ouest	23 807
		- Ampitatafika afovoany	7 410
		- Avaratetezana	6 520
		- Ambodiafotsy	1 632
		- Malaza	2 010
- FENOARIVO	18 295	- Fenoarivo tampon-tanana	1 644
		- Alakamisy	1 557

Source : Fivondronam-pokontany Antananarivo Atsimondrano

Lors de notre enquête, la majorité des habitants utilisant cette route est composée

- des agriculteurs pour vendre leurs produits
- des marchands pour chercher leurs marchandises
- des employés pour aller à leur travail
- des jeunes étudiants pour rejoindre leur école.
- des étudiants pour rejoindre l'Université (Ankatso, Polytechnique Vontovorona)

Sur la base du comptage effectué par le Ministère des Travaux Publics en 1995, on a enregistré, en moyenne, 41 350 passagers par jours qui utilisent la RN1, et réparties comme suit :

- 5 passagers pour chaque véhicule
- 8 passagers pour chaque voiture 4x4
- 30 passagers pour chaque transport en commun

En ce qui concerne le trafic, le statistique obtenu, toujours auprès du Ministère des Travaux Publics, nous donne :

- en 1986, le nombre total de véhicules passant sur la RN1 était de 1805 véhicules /jour
- en 1995 ce nombre est passé à 3 690 véhicules /jour

Nous avons donc le taux d'accroissement de 10,44 %

On peut remarquer que le nombre de véhicules circulant sur la RN1 a doublé en espace de dix ans.

PARTIE II

ETUDE TECHNIQUE

Dans notre projet, il y a deux ponts importants

- ◆ pont, sur la rivière de SISAONY, d'Ampitatafika au P.K 2+208 (P.K du projet)
- ◆ pont, sur la rivière d'ANDROMBA, au P .K 10+283

Concernant le pont d'Ampitatafika, il a été déjà l'objet d'un mémoire de fin d'études en 1990. C'est pourquoi nous nous proposons l'étude du pont d'Andromba. La construction de ce pont remonte dans période coloniale. En effet, ce pont a été réalisé et est livré à la circulation en 1921. Ses caractéristiques sont données dans le paragraphe ci-dessous.

A- Diagnostic de l'ouvrage actuel :

La descente sur terrain nous a permis de recueillir les données et de connaître l'état actuel de l'ouvrage.

A-1 Description

C'est un pont console à poutres sous-chaussées en béton armé, à 6 travées d'une longueur totale de 44,00m. Ce pont à une voie, avec une largeur circulaire très étroite de 2,60m, est appuyé sur des piles en forme de portique en béton armé.

A-2 Auscultation de l'ouvrage :

- ◆ Les tabliers sont en général en bon état ;
- ◆ Les culées et les poutres présentent des fissures obliques
- ◆ Le béton du trottoir s'éclate. Ce qui conduit à la corrosion des armatures ;
- ◆ Les gardes-corps sont totalement disparus ;
- ◆ Les piles en portique présentent des fissures ;
- ◆ Il existe des dépôts alluvionnaires au droit des piles ;
- ◆ Les bouts extrêmes du tablier ont été démolis par le trafic

A-3 Causes des dégradations :

D'après notre analyse, les principales causes des dégradations sont :

- ◆ Le vieillissement des éléments du pont qui entraîne la diminution de leur résistance,
- ◆ Le débouché est réduit par la présence de nombreuses piles ;
- ◆ Affouillement ;
- ◆ Manque d'entretien ;
- ◆ La largeur très étroite de l'ouvrage ;
- ◆ Les dégradations dues à des actes de vandalisme ;
- ◆ Accroissement du trafic.

B- Etude hydrologique et hydraulique :

Outre la pluviométrie , le régime hydrologique d'un cours d'eau est influencé par les dimensions , la forme , le relief , les caractéristiques et la végétation de son bassin versant .

Autant de facteurs qui varient suivant les régions.

Les facteurs d'intensité, de répartition et de durée de la pluie ainsi que les facteurs de nature du sol et d'état initial d'humidité du sol permettent de caractériser la hauteur de pluie ruisselée. Les facteurs superficie, forme et pente interviendront dans le sol de la surface du bassin versant et son temps de concentration.

B-1 Situation géographique

Le pont d'ANDROMBA se situe :

- ◆ Longitude : $47^{\circ}24'1''$ à l'Est du Méridien International ;
- ◆ Latitude : $18^{\circ}04'06''$ au Sud de l'Equateur

B-2 Bassin versant :

B-2-1 Surface et périmètre du bassin versant :

Les deux paramètres S et P obtenus respectivement à l'aide d'un planimètre et curvimètre sur une carte topographique à l'échelle ont pour valeur. :

$$S=525 \text{ Km}^2. P= 169\text{km}$$

Comme « S » est supérieure à 150 km², nous avons un régime d'écoulement de grand bassin

B-2-2 Forme du bassin versant :

La forme d'un bassin versant est caractérisée par le coefficient de GRAVELLIUS qui est défini comme le rapport du paramètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant la même surface.

$$K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (1)$$

$$K = 0,28 \frac{169}{\sqrt{525}}$$

$$K = 2,065$$

B-2-3 Rectangle équivalent :

Le bassin versant est assimilé à un rectangle appelé rectangle équivalent du même périmètre et de même surface.

Soient P et S le périmètre et la surface du bassin versant

l et L la largeur et la longueur du rectangle

$$L = \frac{k\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right] \quad (2)$$

Avec $k = 2.065$, $S = 525$ on a $L = 77.74 \text{ km}$

et sa largeur $l = P/2-L \Rightarrow l = 169/2-77,74 \Rightarrow l = 6,76\text{km}$

B-2-4 Courbe hypsométrique-dénivellé :

On définit la dénivellée (D) comme étant la différence entre h5 et h95 obtenue à partir de la courbe hypsométrique que nous avons représentée sur la figure ci-après.

$$D = H_5 - h_{95} \quad (3) \quad \text{où } H_5 = 2025 \text{ m, } h_{95} = 1355 \text{ m}$$

On a: $D = 670\text{m}$

Pour avoir une bonne représentation de la courbe hypsométrique, nous donnons les répartitions hypsométriques du bassin versant d'Andromba.

Source : Service de la Météorologie et de l'Hydrologie.

2220m < H < 2533m : 1,8%

2100m < H < 2200m : 1,3%

2000m < H < 2100 : 1,3%

1900m < H < 2000 : 1,4%

1800m < H < 1900 : 1,9%

1700m < H < 1800 : 2,8%

1600m < H < 1700 : 8,1%

1500m < H < : 21,1%

1400m < H < 1500 : 29,6%

1300m < H < 1400 : 29,6%

1252m < H < 1300 : 12,1%

Nous voyons que : L'altitude minimale $Z_0 = 1252\text{m}$

L'altitude maximale $Z_{\text{max}} = 2533$

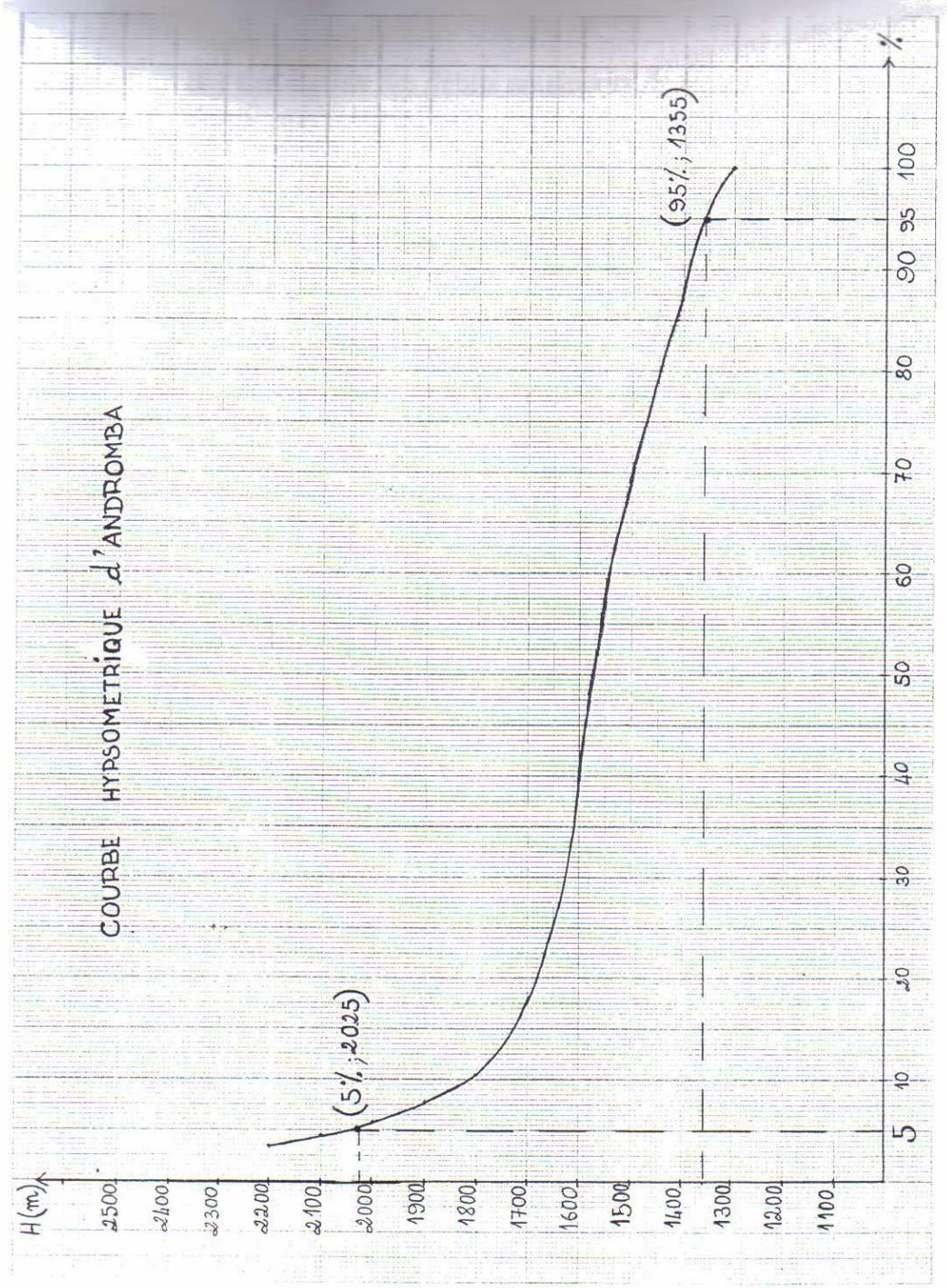
L'altitude moyenne $Z_m = 1504\text{m}$

B-2-5 Pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne (I) du bassin est définie comme étant le rapport de la dénivelée (D) à la longueur du rectangle équivalent (L)

$$I = D / L \quad (3)$$

$$I = 670 / 77,74 \quad \text{d'où} \quad I = 8,62\text{m/km}$$



B-3 Estimation des débits maximaux de crue :

Parmi les diverses méthodes d'évaluation des débits des crues, nous avons opté pour celle de Louis Duret puisqu'elle permet d'attribuer une fréquence et possède l'avantage de faire référence aux caractéristiques essentielles du bassin versant considéré.

Cette méthode s'applique uniquement pour le bassin versant supérieur à 150 km²

D'après la carte pluviométrique de Madagascar (*voir Annexe III*) dressée par Louis Duret, la répartition des différentes courbes d'égale hauteur de l'averse de durée de 24 heures H (24) qui traversent le bassin conduit à voir :

$$H(24 ; 25) = 150\text{mm}$$

$$H(24 ; 50) = 170\text{mm}$$

$$H(24 ; 100) = 190\text{mm}$$

Avec H (24 ; P) : hauteur de pluie de durée 24 heures et de période de retour P.

Pour estimer le débit maximum de crue, nous avons la formule :

$$Q(P) = 0,025 S^{0,80} I^{0,32} H(24, P) \left[1 - \frac{36}{H(24, P)} \right]^2 \quad (4)$$

(cf. Bibliographie n°1)

dans laquelle :

Q(P) : le débit de période P en m³/S

S : la surface du bassin versant en km²

I : la pente moyenne du bassin versant en m/km

La valeur du débit Q est fonction des seuls paramètres de surface S, de pente I et de pluviométrie H(24) dont l'influence peut se traduire par la relation :

$$Q = F(I) * G[S; H(24)] \quad (5)$$

Où $F(I)$: la fonction de l'influence de la pente I

$G[S ; H(24)]$: l'estimation de débit maximum correspondant à des valeurs de S et $H(24)$ pour une valeur de la fonction $F(I)=1$

Soit $Q' = G[S ; H(24)$ pour $F(I)=1$

B-3-1 Fonction de l'influence de la pente $f(I)$:

La moyenne des pentes déterminés expérimentalement à Madagascar est $I_m=8\text{m/km}$

On prend cette valeur pour poser par définition que $F(I)= 1$. L'abaque (2) dressé par Louis Duret nous donne la valeur de $F(I)$ correspond à la pente $I = 8,62 \text{ m/km}$ $F(I)=1,02$

B-3-2 Estimation des débits relatifs à des bassins versants de pente $I = 8\text{m/km}$

D'après l'abaque, relation débit-surface, dressée par Duret pour une fonction de pente $F(I)= 1$; $S= 525 \text{ km}^2$, nous avons la valeur des débits $Q'(P)$:

$$H(24,25) = 150\text{mm} \Rightarrow Q'(25) = 680\text{m}^3/\text{s}$$

$$H(24,50) = 170\text{mm} \Rightarrow Q'(50) = 800\text{m}^3/\text{s}$$

$$H(24,25) = 190\text{mm} \Rightarrow Q'(100) = 990\text{m}^3/\text{s}$$

B-3-3 Estimation des débits relatifs à des bassins versants de pente $I= 8,62\text{m/km}$:

Le débit maximum de crue se déduit alors d'une multiplication de $F(I)$ par $Q'(D)$

$$Q(P) = F(I) * Q'(P) \quad (5)$$

$$Q(25) = 1,02 \times 680 = 693,6\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q(50) = 1,02 \times 800 = 816\text{m}^3/\text{s}$$

$$S(100) = 1,02 = 1009,8\text{m}^3/\text{s}$$

Pour la fréquence cinquantennale, le débit de crue est de :

$$Q(50)=816\text{m}^3/\text{s}$$

B-4 Courbe de tarage Q=f(H) :

On trace la courbe de tarage $Q=f(H)$ pour déterminer la hauteur d'eau $H(\text{m})$. Nous allons donc nous servir de la formule de Manning-Strickler.

$$Q = K * S * I^{1/2} * R^{2/3} \quad (6)$$

Où K : coefficient de Manning-Strickler qui dépend de la nature de berge. On prend $K=33$

S : la section transversale au droit de l'ouvrage

R : le rayon hydraulique égal à S/P où P est le périmètre mouillé.

I : la pente moyenne du fond de la rivière au droit de l'exutoire. $I = 3\text{‰}$

H : La hauteur de la lame d'eau

La rivière d'ANDROMBA est assimilée à un grand canal trapézoïdal dont les caractéristiques sont :

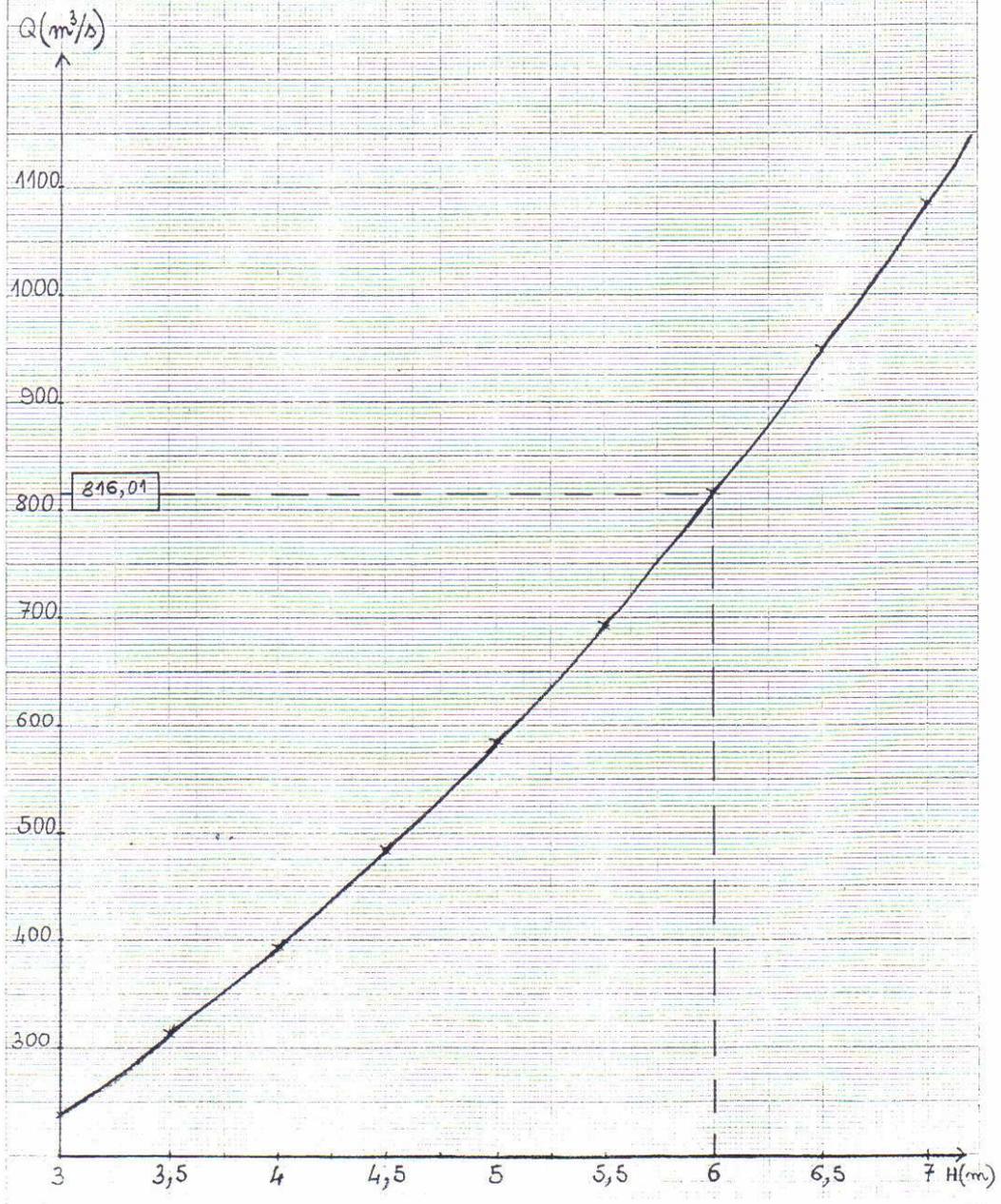
$m = 3/2$ (hauteur=3 ; base=2)

$b = 20\text{m}$ largeur au miroir

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

H [m]	P[m]	S[m²]	R[m]	Q[m³/s]
3,5	32,64	88,38	2,71	310,34
4,0	34,44	104	3,02	392,72
4,5	36,25	120,38	3,32	484,32
5,0	38,05	137,50	3,61	585,25
5,5	39,86	155,38	3,89	695,64
6,0	41,66	174	4,18	816,01
6,5	43,47	193,38	4,45	945,47
7,0	45,27	213,5	4,72	1085,25

COURBE de TARAGE



La hauteur H d'eau correspond au débit $Q_{50} = 816 \text{ m}^3/\text{s}$, lue sur la courbe de tarage (cf.figure) est de $H=6,00 \text{ m}$

Donc la cote du PHE est donnée par : cote de niveau plus bas du lit+H ;

$$\text{PHE} = 1251,5 + 6 \Rightarrow \text{PHE} = 1257,5$$

La surface mouillée correspondante est $S = 174 \text{ m}^2$

La vitesse moyenne dans le lit majeur est :

$$V_m^{LM} = \frac{816}{174} \Rightarrow V_m^{LM} = 4,69 \text{ m/s} \quad (7)$$

Cette vitesse est inférieure à la valeur de la vitesse acceptable pour les grands ouvrages qui est de 5 m/s

La largeur B du lit majeur correspondant à la cote PHE fixée précédemment est :

$$B = 42,5 \text{ m}$$

B-5 Calage de l'ouvrage :

Pour définir un pont définitif, il faut mettre le tablier hors d'atteinte des eaux pour qu'il ne soit jamais submergé et surtout endommagée par des corps flottants.

Pour cette raison, on adopte un tirant d'air : $t = 1,50 \text{ m}$

Par conséquent, la cote nous poutre est :

$$\text{CSP} = \text{PHE} + t \quad (8)$$

$$\text{CSP} = 1257,5 + 1,5$$

$$\text{CSP} = 1259$$

La cote sous poutre de l'ancien ouvrage est de $1256,30$, or dans notre projet elle est de 1259 pour l'ouvrage à projeter donc un rehaussement de $2,70 \text{ m}$ est nécessaire.

C- Etude géotechnique :

L'étude géotechnique menée par la LNTPB nous a donné les renseignements nécessaires pour connaître le type de fondation à adopter pour le pont d'Andromba.

Deux types de sondages ont été effectués :

- des sondages au pénétromètre dynamique pour connaître la résistance qd en fonction de la profondeur
- des sondages et essais pressiométriques permettant d'évaluer le module de déformation E et la pression limite Pl de chaque couche.

C-1 Résultats des sondages au pénétromètre dynamique :

Cinq points de sondages ont été effectués : deux pour chaque rive et un sur le lit de la rivière.

Pour la rive droite (côté Antananarivo)

- Pd 7 :

Les pénétrogrammes nous permettent d'avoir la succession des couches suivantes, selon la valeur de la résistance de pointe à la pénétration dynamique.

- de 0,00 m à 6,50 m : la résistance qd est faible, inférieur à 2 Mpa
- de 06,50m à 9,00m : nous avons une résistance qd variant entre 2Mpa et 6 Mpa
- le refus dynamique est atteint à 9,22m de profondeur

- Pd 7'

La succession des couches, selon la résistance qd s'établit comme suit :

- de 0,00 à 1,00m : qd varie de 0 à 2 Mpa

- de 1,00m à 1,60m : nous avons une grande variation de la résistance qd, de 2 Mpa à 12 Mpa
- de 1,60 à 8,20m : la valeur de la résistance qd est presque homogène, de 2 Mpa
- le refus se trouve à 9,51 m de profondeur.

Sur le lit de la rivière

- Pd : 8

Le diagramme pénétrométrique montre que :

- de 0,00 à 1,60 m : nous avons une faible valeur de qd, inférieur à 2 Mpa
- de 1,60m à 7,50m : la valeur de la résistance qd varie en dent de scie, entre 4 Mpa et 8 Mpa
- le refus se trouve à 7,90m de profondeur

Pour la rive gauche (côté Analavory)

- Pd 9 :

La succession des couches, selon la résistance qd s'établit comme suit :

- de 0,00 m à 3,00m : la résistance qd varie entre 2 Mpa et 4 Mpa
- de 3,00 m à 6,80m : la valeur de qd reste inférieur à 2 Mpa
- de 6,80m à 12,10m : la résistance oscille entre 4 Mpa et 6 Mpa
- le refus dynamique est atteint à 12,10m

- Pd 9' :

L'analyse du diagramme montre que :

- de 0,00m à 3,00m la valeur de qd varie de 0 à 2,5mpa
- de 3,00m à 6,20m la résistance qd est très faible : de l'ordre de 1 Mpa

- de 6,20m à 12m qd oscille entre 1 Mpa à 6 Mpa
- à partir de 12,49 nous rencontrons le refus dynamique

C-2 Résultats des sondages et essais pressiometriques :

En ce qui concerne les sondages et essais pressiometriques, le laboratoire LNTPB en a effectué sur trois points : un sur chaque rive et un autre au milieu sur le lit de la rivière

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n° : Résultats des sondages et essais pressiométriques

Localisation	Profondeur (m)	Nature du sol	Nature de déformation E (Mpa)	Pression limite Pl (Mpa)
Pr4	0,00 à 2,00	Limon argileux micacé brun	3,133,13	0,19
	2,00 à 3,10	Argile micacé grise	1,08	0,09
	3,10 à 6,40	Argile molle grise	0,78 à 1,29	0,08 à 0,15
Pr 5	6,40 à 9,00	Sable moyen à grossier jaunâtre	1,66 à 3,53	0,32 à 0,74
	0,00 à 0,50	Argile verdâtre	0,00 à 0,30	0,00 à 0,03
	0,50 à 1,60	Sable fin argileux jaunâtre	0,75	0,06
	1,60 à 2,30	Sable moyen grisâtre	0,59	0,02
	2,30 à 5,70	Sable grossier grisâtre	0,69 à 1,91	0,06 à 0,37
	5,70 à 7,40	Limon argileux rougeâtre	2,85 à 3,32	0,56 à 0,73
Pr 6	0,00 à 0,20	Argile limoneuse micacée brunâtre	0,1	0,02
	0,20 à 3,00	Sable fin peu argileux jaune	2,11 à 4,66	0,26 à 0,35
	3,00 à 3,50	Argile plus ou moins micacée grise à jaunâtre	-	-
	3,50 à 6,00	Argile micacée brunâtre	0,82 à 1,12	0,08 à 0,17
	6,00 à 6,40	Sable fin argileux gris	-	-
	6,40 à 6,80	Sable fin argileux gris	-	-
	6,80 à 11,70	Sable moyen jaunâtre avec passage tourbeux	1,61 à 5,38	0,32 à 0,70

Les sols de fondation de la rive droite (côté Antananarivo) appartiennent au socle cristallin, tandis que l'autre rive (côté Analavory) se situe dans une zone compressible jusqu'à la cote 5,50m, la résistance du sol est faible, la pression limite Pl ne dépasse pas 0,37 Mpa.

L'horizon résistant se situe de -7,90m à -12,10m

D'après ces analyses, il est préférable d'adopter la fondation profonde pour le pont d'ANDROMBA.

NB : Le plan de situation des points de sondages est donné en Annexe I, tandis que les coupes synthétiques des sols et les reconnaissances géotechniques sont données en Annexe II.

D- CHOIX DE L'OUVRAGE :

D-1 Emplacement :

L'axe du pont devra être perpendiculaire à la direction du courant, autant que possible. On choisira comme emplacement, l'axe de sondage effectué par la LNTPB, à 20m en amont du pont existant.

Le choix de cet emplacement se fonde sur 4 raisons :

- ❑ Rayon des accès amélioré surtout visibilité côté Arivonimamo.
- ❑ Possibilité d'assurer la maintenance de la circulation par l'ancien pont pendant la réalisation des travaux, c'est-à-dire pas de déviation à faire.
- ❑ Ouvrage pérenne résistant aux surcharges réglementaires.
- ❑ Ayant 2 voies de circulation et le niveau de service plus élevé.

D-2 Longueur de l'ouvrage :

La longueur du franchissement est de 44m.

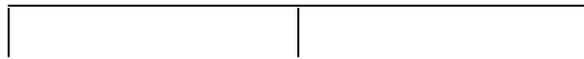
D-3 Comparaison des variantes :

Considérons les trois (3) variantes suivantes :

- Variante 1 : pont en béton armé de deux (2) travées indépendantes de 22m.



- Variante 2 : pont en béton armé de deux (2) travées de 22m, hyperstatique



- Variante 3 : pont en béton précontraint de 44m de portée.



Pour notre comparaison, nous prenons comme référence les prix donnés par le service des ouvrages d'Art auprès Ministère des Travaux Publics :

- ◆ Béton Q350 : 1.200.000 Fmg le mètre cube avec coffrage
- ◆ Béton Q400 : 1.500.000 Fmg le mètre cube avec coffrage
- ◆ Acier dur pour béton précontraint : 22.000Fmg le kilogramme
- ◆ Acier : 8.000 Fmg le kilogramme
- ◆ Mise en place de la poutre en béton précontraint : 6.500.000 Fmg l'unité.
- ◆ Ancrage de la mise en tension de la poutre en B.P. : 3.750.000 Fmg l'unité
- ◆ Forage des pieux : 800.000 Fmg le mètre

Les quantités des matériaux pour le pont en béton armé et en béton précontraint ont été tirées d'après les abaques joints à l'annexe.

Le dosage en acier d'armature a été déterminé approximativement :

- ◆ 250 kg/m³ de béton pour la superstructure : du pont en B.A.
- ◆ 100 kg/m³ de béton pour les piliers, les culées et les semelles
- ◆ 80 kg/m³ de béton pour les pieux,
- ◆ 230 kg/m³ de béton pour acier précontraint.

Pour calculer le nombre approximatif des pieux, il faut déterminer d'abord les forces agissantes appliquées et dues aux poids propres de la structure de l'ouvrage (action permanente G) et aux surcharges d'exploitation (action variable) en tenant compte des coefficients de surcharge.

Nous avons pris les hypothèses de calcul suivant :

1° poids moyen du revêtement du tablier avec les trottoirs : 0,25 T/m²

2° masse volumique du béton armé : 2,5T/m³

3° Les surcharges d'exploitation équivalente et uniformément répartie (équivalente au système Bc₂₅)

D-3-1 Charge sur le pilier

Une estimation rapide de la descente de charge nous a permis à fixer le nombre des pieux.

D-3-1-a par le camion-système Bc

$q_{1 \text{ éq.c}} = 1,76 \text{ T/m}$ (pour une longueur surchargée $>$ ou $= /30 \text{ m}$)

$q_{1 \text{ éq. C}} = 2,13 \text{ T/m}$ (pour une longueur surchargée $< 30 \text{ m}$)

D-3-1-b par les piétons :

$q_{1 \text{ éq.p}} = 0,45 \text{ T/m}$

D-3-2 Charge sur les culées :

D-3-2-a par les camions :

$q_{1 \text{ éq.c}} = 4,10 \text{ T/m}$ pour une travée de 12 m

$q_{1 \text{ éq.c}} = 3,18 \text{ T/m}$ pour une travée de 18 m

$q_{1 \text{ éq.c}} = 2,44 \text{ T/m}$ pour une travée de 33 m

D-3-2-b pour les piétons :

$q_{1 \text{ éq p}} = 0,45 \text{ T/m}^2$

4° Les coefficients de sécurité pour les conditions de travail des pieux :

pieux sous pilier $\delta_{pp} = 1,4$

pieux sous culée = $\delta_{pc} = 1,6$

5° la capacité portante d'un pieu $\Phi 800$ est de 250 T

6° Combinaisons d'action :

En ce qui concerne les ponts routes, les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes

- ♦ Pour la vérification des états-limites ultimes (en phase d'exploitation) : $1,35 G + 1,5 Q_r + 1,35 Q_{rp} + 1,5 W$

Pour l'état limite de service (en phase d'exploitation) :

$G + Q_r + Q_{rp} + T + W$, avec

G : charges permanentes

Q_r : charges d'exploitation sans caractère particulier (convois militaires ou exceptionnels)

T : variations de la température

W : action du vent (*cf. Règles B.A.E.L. 83 pages 223-224*)

Cas du présent projet :

- ♦ Les travées sont des travées indépendantes donc l'effet de la température est négligé
- ♦ A Madagascar, les convois exceptionnels sont très rares, il n'est donc pas à prendre dans les calculs.
- ♦ Généralement, l'action du vent est le plus défavorable, surtout au niveau de la stabilité de l'ouvrage. Son action sera prise en compte uniquement sur la stabilité de la pile.
- ♦ En résumé, pour la vérification des éléments du tablier les combinaisons d'action à considérer sont :

En E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q_r$

En E.L.S : $G + Q_r$ (9)

D-3-3 Variante 1 : Pont en B.A. à 2 travées indépendantes de 22m

A- Poutre principale de la superstructure :

Pour cette variante, nous avons :

Longueur totale : $l_1 = 22 \text{ m}$

Portée libre : $l_0 = 20,6 \text{ m}$

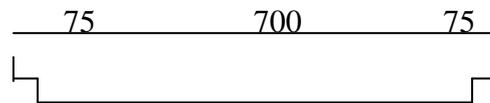
Travée de calcul : $l = 21,6 \text{ m}$

Nous supposons comme structure transversale du pont la structure type S (schéma), le dosage approximatif en béton par m^2 de al surface plane du pont entre les deux parapets est

$$V=0,38\text{m}^3/\text{m}^2 * (7+(2 * 0,75)) / (7+(2 * 1,5)) = 0,323 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Donc, le volume de la superstructure pour la travée de 22m est : $V_{s1} = \text{dosage par mètre carré de la surface plane du pont} * \text{surface entre les deux parapets.}$

$$V_{X1} = 0,323 * (7+(2 * 0,75)) * 22 = 60,40 \text{ m}^3$$



D'où le volume total de la superstructure :

$$V_{st} = 60,40 * 2 \Rightarrow V_{ST} = 120,80 \text{ m}^3$$

B-Piliers

La hauteur H du pilier est $H=7,50\text{m}$

Le schéma 8, n°3 nous donne son volume approximatif du béton $V_p = 17 \text{ m}^3$

C-Semelles sous piliers : coulée sur place

Nous prenons comme hauteur de la semelle $h_s=2,50\text{m}$

$$V_s = h_s * l_m * L_m \quad (10)$$

avec

l_m : largeur moyenne de la semelle = 2,9 m

L_m : longueur moyenne de la semelle = 6,5m

d'où $V_s = 47,125\text{m}^3$

D-Culée : coulée sur place (schéma 11 N°8)

$l_o = 20,6\text{m} \Rightarrow V_c = 12 \text{ m}^3$

d'où $V_{CT} = 2 * 12 \Rightarrow V_{CT} = 24 \text{ m}^3$

E-Pieux

E-1 Pieux sous pilier :

* descente de charges permanentes

G_s = Masse volumique du béton * Volume de la superstructure

Superstructure :

$G_s = 2,5 * (60,40) \Rightarrow G_s = 151 \text{ T}$

G_r = poids moyen du revêtement /m² * surface du pont

Revêtement : $G = 0,25 * 22 * [7 + (2 * 0,75)] \Rightarrow G_r = 46,75 \text{ T}$

La charge permanente du pilier et de la semelle :

$G_2 = (\text{Volume du pilier} + \text{Volume de la semelle}) * 2,5$

$\Rightarrow G_2 = (17 + 47,125) * 2,5 \Rightarrow G_2 = 160,31 \text{ T}$

D'où $G_{\max} = G_s + G_r + G_2 \quad (11) = 151 + 46,75 + 160,31 \Rightarrow G_{\max} = 358,06 \text{ T}$

* descente de charges d'exploitations

$Q_1 = (\text{charge sur le pilier par le camion} * \text{Travée de calcul} * 2 \text{ voies}) + (\text{charge sur pilier par le piéton} * \text{surface}).$

$$\Rightarrow Q_1 = (2 * 2,13 * 21,6) + (2 * 0,45 * 0,75 * 2,16) \Rightarrow Q_1 = 106,596 \text{ T}$$

D'où l'action verticale appliquée :

$$G_r = 1,35 G_{\max} + 1,5 Q_1 \quad (12) = 643,275 \text{ T}$$

Le nombre de pieux sous pilier est :

$$N_{pp} = G_r / (C_{pp} * S_{pp}) \quad (13) = 364,275 / (250 * 1,4) = 4 \text{ pieux}$$

E-2 Pieux sous culées :

* descente des charges permanentes

Le poids de la superstructure $G_s = 2,5 * (\text{volume de la superstructure} / 2)$

$$\text{Superstructure } G_s = 2,5 * (60,4 / 2) \Rightarrow G_r = 23,37 \text{ T}$$

Poids de la culée = volume de la culée * masse volumique du béton

$$G_2 = 12 * 2,5 = 30 \text{ T}$$

D'où la charge permanente :

$$G_{\max} = G_s + G_r + G_2 = 128,87 \text{ T}$$

* descente de charge d'exploitation

$$\text{camion } B_c : Q_{1c} = 2 * 21,6 / (2 * 2,13) \Rightarrow Q_{1c} = 46 \text{ T}$$

$$\text{piéton} : Q_{1p} = 2 * 21,6 / (2 * 0,45) \Rightarrow Q_{1p} = 9,72 \text{ T}$$

d'où la charge d'exploitation

$$Q_1 = Q_{1e} + Q_{1p} = 55,72 \text{ T}$$

L'action verticale appliquée sur la culée est :

$$G_{\max} = 1,35 G_{\max s} + 1,5 Q_1 = 257,55 \text{ T}$$

Le nombre de pieux sous culée est :

$$N_{pc} = G_{\max} / (C_{pp} * S_{pc}) = 257,55 / (250 * 1,6) = 2 \text{ pieux}$$

Le nombre total des pieux sous culée est $n_{pc} = 4$ pieux.

Tableau N° : Estimation du coût de la variante 1

Désignation	UNITE	QUANTITE	Prix Unitaire	Montant
Tablier :	M3	120,80	1.200.000	144.960.000
Béton Q350	kg	30200	8.000	241.600.000
Acier pour béton [250 kg/m3]				
Culée :	M3	24	1.200.000	28.800.000
Béton Q350	kg	2400	8.000	19.200.000
Acier pour béton [100 kg/m3]				
Piles :	M3	17	1.200.000	20.400.000
Béton Q350	kg	1.700	8.000	13.600.000
Acier pour béton [100kg/m3]				
Semelles sous piliers :	M3	47,125	1.200.000	56.550.000
Béton Q350	kg	4712,5	8.000	37.700.000
Acier pour béton [100 kg/m3]				
Pieux forées 800	MI	96	800.000	76.800.000
Forage	M3	48,25	1.500.000	72.375.000
Béton Q400	kg	3.860,39	8.000	30.883.120
Acier pour béton (80kg/m3)				
			Somme totale	742.868.120

D-3-4 Variante 2 : Pont en béton armé de 2 travées de 22 m hyperstatiques

Nous avons effectué le calcul comme précédemment et nous trouvons les résultats dans le tableau suivant :

Tableau N° : Estimation du coût de la variante 2

Désignation	UNITE	QUANTITE	Prix Unitaire	Montant
Tablier	M3	224,4	1.200.000	269.280.000
Béton Q350	kg	56100	8.000	448.800.000
Acier pour béton [250kg/m3]				
Culée :	M3	24	1.200.000	28.800.000
Béton Q350	kg	2400	8.000	19.200.000
Acier pour béton [100 kg/m3]				
Piles :	M3	17	1.200.000	20.400.000
B2TON Q350	kg	1.700	8.000	13.600.000
Acier pour béton[100 kg/m3]				
Semelles sous piliers :	M3	47,125	1.200.000	56.550.000
Béton Q350	kg	4712,5	8.000	37.700.000
Acier pour béton (100 kg/m3)				
Pieux forées 800	M	96	800.000	76.800.000
Forage	M3	48,25	1.500.000	72.375.000
Béton Q400	kg	3.860,39	8.000	30.883.120
Acier pour béton (80kg/m3)				
			Somme totale	1 074 388 120

D-3-5 Variante 3 : Pont en béton armé précontraint de 44m de portée :

A- Poutre principale de la superstructure :

L = 44m (longueur totale)

Le dosage en m^2 pour $l = 42$ m (travée de calcul)

$$V = 0,40m^3 / m^2$$

$$\text{Nous avons } V_{ST} = 0,40 * 42 * [7 + (2 * 0,75)] \Rightarrow V_{ST} = 142,8 \text{ m}^3$$

B- Culées : coulée sur place

$$L_0 = 42 \text{ m} \Rightarrow V_c = 21m^3 \quad \text{d'où} \quad V_{CT} = 42 \text{ m}^3$$

C- Pieux sous culées :

*Descente de charge permanente :

$$G = [\text{masse volumique du béton} * (\text{volume de la superstructure} / 2)] + (\text{poids moyen du revêtement} / m^2 * \text{surface du pont}) / 2$$

$$\text{D'où } G = (2,5 * 142,8 / 2) + (0,25 * 42 * [7 + 2 * 0,75] / 2)$$

$$\Rightarrow G = 223,125 \text{ T}$$

Le poids propre de culée :

$$G_2 = \text{volume du culée} * \text{masse volumique du béton}$$

$$\Rightarrow G_2 = 21 * 2,5 \Rightarrow G_2 = 52,5 \text{ T}$$

D'où la charge permanente totale sous culée est :

$$G_{\max} = G + G_2 = 275,625 \text{ T}$$

* Descente de charge d'exploitation :

La charge d'exploitation totale est :

Q'_1 : charge d'exploitation due au camion + charge d'exploitation due aux piétons

$$Q'_1 = q_{1.éq.c} * (1 / 2) * 2 + q_{1.éq.l} * S'_{\text{trottoir}} * 2 \quad (14)$$

$$= (2,44 * 42 / 2) * 2 + (0,45 * 0,75 * 42 / 2) * 2$$

$$\Rightarrow Q'_1 = 116,655 \text{ T}$$

* combinaison d'action :

$$\text{nous avons } G'_T = 1,35G'_{\max} + 1,5Q'_1$$

$$\text{d'où } G'_T = (1,35 * 275,625) + (1,5 * 116,655)$$

$$\Rightarrow G'_T = 547 \text{ T}$$

* nombre des pieux sous culées :

$$n_{pc} = G'_T / (C_{ppc} * \delta_{pc})$$

$$\text{d'où } n_{pc} = 57 / (250 * 1,6) \Rightarrow n = 3,5 \approx 4 \text{ pieux}$$

Le nombre total des pieux sous culées $n_{pcT} = 8$ pieux

Tableau N°: Estimation du coût de la variante 3

Désignation	UNITE	QUANTITE	Prix Unitaire	Montant
Tablier				
-Béton Q400	M3	142,8	1 500 000	214 200 000
-Acier pour précontrainte [230kg/m3]	Kg	32 844	22 000	722 568 000
- Mise en place des poutres	U	3	6 500 000	19 500 000
Culée				
-Béton Q350	M3	42	1 200 000	50 400 000
-Acier pour béton [100kg/m3]	Kg	4 200	8 000	33 600 000
Pieux forés 800 :				
-forage	M	96	800 000	76 800 000
-béton Q400	M3	48,25	1 500 000	72 375 000
-Acier pour béton [80kg/m3]	kg	3 860,39	8 000	30 883 120
			Somme totale	1 220 326 120

Conclusion :

D'après ce calcul des prix, un pont en béton armé à deux (2) travées indépendantes s'avère la solution la plus avantageuse du point de vue coût. Il a aussi l'avantage du réemploi du coffrage à chaque travée.

Le calcul se fera donc pour un pont en béton armé à deux travées indépendantes de 22m.

E- Conception de la variante principale :

1° Fondation :

D'après l'analyse des reconnaissances géotechniques, nous adoptons le type de fondation sur pieux. C'est une structure en B.A de forme allongée, destinée à être battue ou moulées dans le sol pour transmettre des efforts apportés par l'ouvrage à un substratum résistant.

2° Culée :

C'est l'appui d'extrémité d'un pont assurant, d'une part, l'appui d'extrémité du tablier et, d'autre part, la liaison de celui-ci avec la terre ferme. Pour ce présent dossier, vu la hauteur de la culée (environ 7m) nous adoptons la culée en B.A.

3° Pile :

C'est l'appui intermédiaire d'un tablier. Le type que nous adoptons est une pile constituée d'un fût, d'une semelle de fondation et d'un chevêtre en B.A.

4° Superstructure :

4-1 largeur de la chaussée :

Comme le pont projeté est prévu à deux voies de circulation, donc nous donnons à la chaussée une largeur de 7 m.

4-2 Poutres principales, entretoises, dalles :

Ces éléments sont en B.A et coulés sur place

4-3 Revêtement de la chaussée :

Le revêtement est en tapis d'enrobé coulé au-dessus d'une chape en asphalte.

4-4 Trottoir :

Il sera en encorbellement sur le prolongement de la dalle en B.A pour les deux côtés.

4-5 Garde-corps :

Ils sont constitués par des fers plats et des tubes métalliques

4-6 Gargouilles :

En tube P.V.C

F- Prédimensionnement

1° - Prédimensionnement de la superstructure :

* Poutres principales :

D'après les techniques de l'Ingénieur : la hauteur approximative h de la poutre varie de 1/16 à 1/15 de la portée l.

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{15} \right) * l \quad (15)$$

La détermination de l est obtenue à partir des formules empiriques :

$$l = 0,5 l_0 + 0,60 \quad (16)$$

$$l_1 = 1,07 l_0 + 0,65 \quad (17)$$

Où l_1 : longueur totale de la poutre

l : portée de la poutre

l_0 : travée de la poutre

avec $l_1 = 22\text{m}$ nous avons $l = 21,55\text{ m}$ et $l_0 = 19,95$

d'où $1,35\text{ m} < h < 1,44\text{ m}$

prenons $h = 1,40\text{m}$

nous avons une largeur utile de chaussée de $L = 7\text{m}$

Toujours d'après les techniques de l'Ingénieur pour $6\text{m} < L < 9\text{m}$

=> le nombre de poutres est égal à 3 et les espacements varient de 2,5 à 3,00 m d'où prenons l'espacement (entr'axe de la poutre) est égal à 3,00m. La largeur b de la nervure d'une poutre principale varie de 0,3 à 0,4 de sa hauteur.

$0,3h < b < 0,4 \Rightarrow 0,42 < b < 0,56\text{m}$

prenons $b = 45\text{cm} = 0,45\text{m}$

*Dalles :

L'épaisseur de la dalle varie de 17 cm à 18 cm (*cf. Technique de l'Ingénieur*)

=> $h_d = 18\text{ cm}$

* Entretoises :

La section d'entretoise est égale à $1,00\text{m} * 0,24\text{m}$. Leur espacement varie de 3 à 5 fois la hauteur de la poutre principale.

$3 * 1,40\text{ m} < \text{espacement} < 5 * 1,40\text{ m}$

Nous admettons que l'espacement des entretoises soit égal à 5,44 m et leur nombre vaut 5 dont 2 aux abouts et 3 intermédiaires.

*Chaussée :

La pente transversale de la chaussée varie de 10‰ à 40 ‰. Nous prenons la pente $p = 20$ ‰, et soit un revêtement d'épaisseur moyenne 5 cm.

* Gargouilles

nous prenons des gargouilles en PVC de 10 cm de diamètre . Placés tous les 5 m

G- Cas de charge admissible à Madagascar pour le dimensionnement des ponts :

G-1 Surcharges de chaussée :

Deux systèmes de surcharge A et B peuvent être disposés sur les chaussées des ouvrages d'Art. Ces systèmes sont distincts et indépendants et à envisager successivement. En pratique , le système B sera pris en compte pour le calcul du tablier, pour les autres éléments des ouvrages (surtout poutre principale) ou envisagera successivement les systèmes A et B et on retiendra celui dont les effets sont les plus défavorables.

G-1-1 Système de surcharge uniforme « A » :

$$A(l) = 350 + \frac{320 * 10^6}{l^3 + 60l^2 + 225000} \quad (18)$$

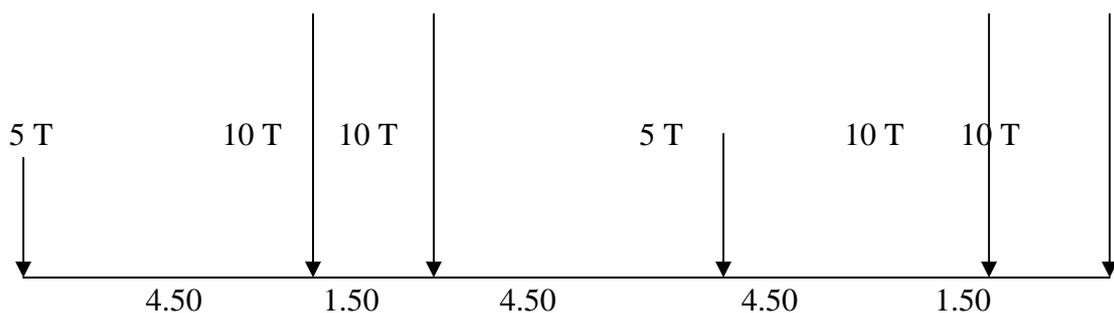
A : surcharge exprimée en [kg / m²]

l : longueur surchargée en [m]

Cette surcharge n'est pas susceptible d'être majorée pour effets dynamiques

G-1-2 Système de surcharge de camions Bc :

Ce système consiste en 2 camions pesant chacun 25 tonnes avec 3 essieux :



Tous les essieux sont montés sur des pneumatiques. L'entr'axe des 2 pneumatiques d'un même camion est de 2 mètres.

La largeur hors-tout du camion est de 2,50 mètres.

Les deux camions doivent être placés sur le pont de manière à produire les effets les plus défavorables.

La surcharge du camion devra être majorée afin d'obtenir des effets dynamiques.

G-1-3 Système de surcharge d'essieu Be de 20 tonnes :

Les pièces de pont devront être conçues conformément au système de surcharge B défini ci-après

Il consiste en un essieu isolé de 20 tonnes, réparties sur deux roues de 10 tonnes dont chaque surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 600 mm de large et 250 mm de long.

L'entre'axe des roues est de 1,90 m.

Cet essieu doit être placé sur le pont de manière à produire les effets les plus défavorables.

La surcharge d'essieu doit être majorée pour effets dynamiques.

G-1-4 Système de surcharge de roue Br de 8 tonnes :

Le tablier doit être conçu conformément au système de surcharge B défini ci-après :

La surcharge est établie sur une surface d'impact sur la chaussée de 300 mm de large et 300 mm de long

Cette surcharge doit être positionnée sur le tablier de manière à produire les effets les plus défavorables.

En outre, elle doit être majorée pour effets dynamiques.

G-2 Effets dynamiques :

La surcharge-camion (B_c) ; la surcharge-essieu (B_e) et la surcharge-roue (B_r) doivent être majorées pour effets dynamiques, la formule suivante est appliquée pour déterminer le coefficient de majoration :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,22} + \frac{0,5}{L + 4 * \frac{P}{S}} \quad (18)$$

Avec pour l'élément considéré

L : longueur en [m]

P : sa charge permanente

S : sa surcharge B maximale

H- Hypothèse de calcul :

H-1- Généralité :

On admet les hypothèses suivantes :

- les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation. Nous savons qu'il résultait de cette hypothèse, dite de Navier-Bernouilli, que le diagramme de déformation était représenté par une droite, et que la déformation d'une fibre était proportionnelle à sa distance à l'axe neutre ;
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est négligé ;
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques, c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation :

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (19)$$

- par convention, le rapport n, du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton a pour valeur 15
- $n = E_a / E_b = 15 \quad (20)$
- on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
- la réaction totale d'un groupe de barres tendus ou comprimés et disposés en plusieurs lits est remplacée par la section d'une barre unique, située au centre de gravité du groupe, à condition que l'erreur ainsi commise sur les déformations ne dépasse pas 15 % pour les lits extrêmes, ce qui est généralement réalisé en pratique.

H-2 Méthode de calcul :

Les calculs seront établis conformément au fascicule 61 du cahier de Prescription

Commune et les sections seront vérifiées selon les règles B .A.EL.83

Le béton sera dosé à 400 kg/m³, pour le tablier et à 350 kg/m³ avec contrôle strict pour le reste de l'ouvrage.

Nous aurons :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$F_{t128} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Les aciers utilisés seront à haute adhérence de nuance FeE400 pour lesquels :

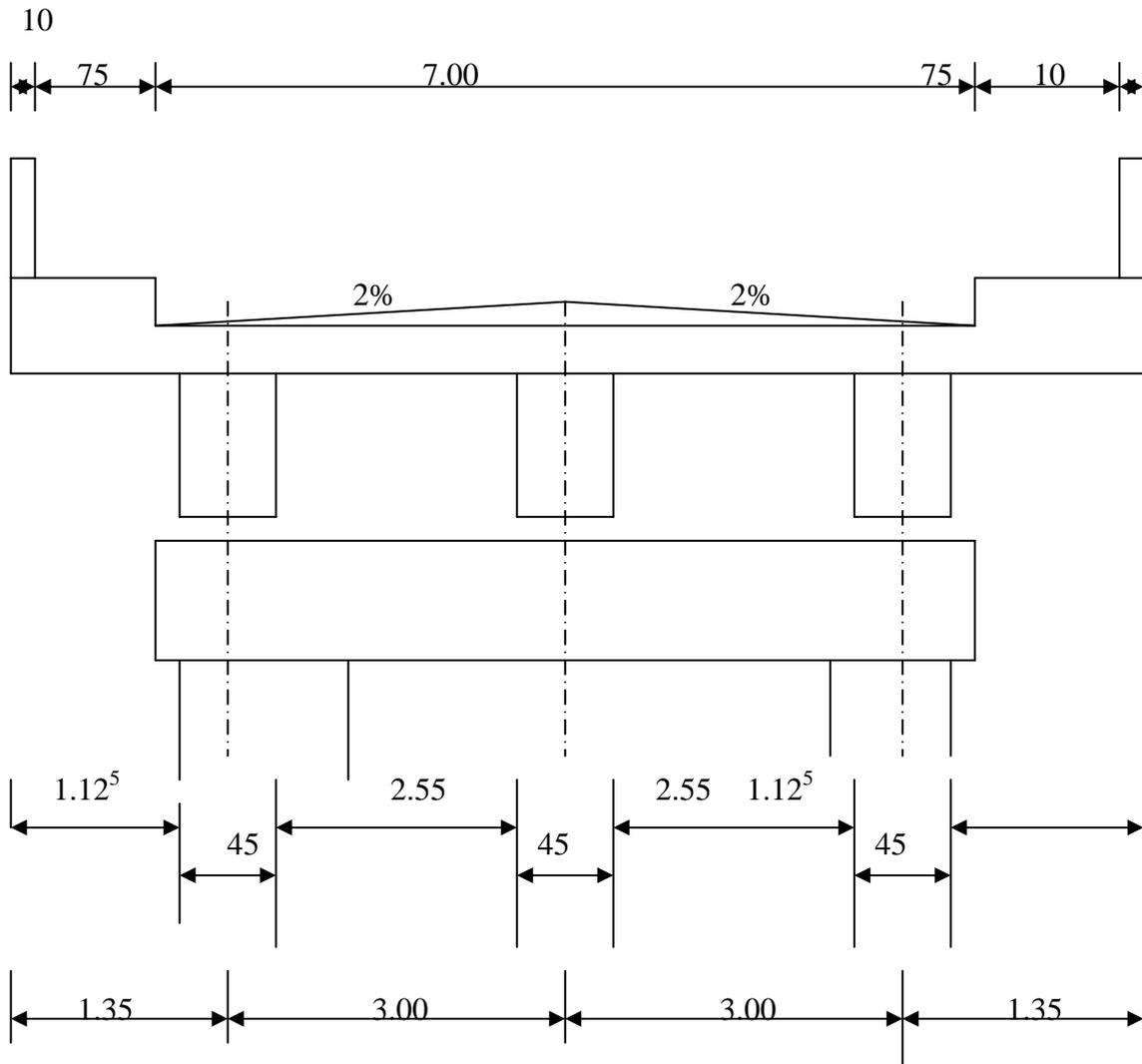
$$F_c = 400 \text{ Mpa}$$

$$F_e / y_s = 348 \text{ Mpa}$$

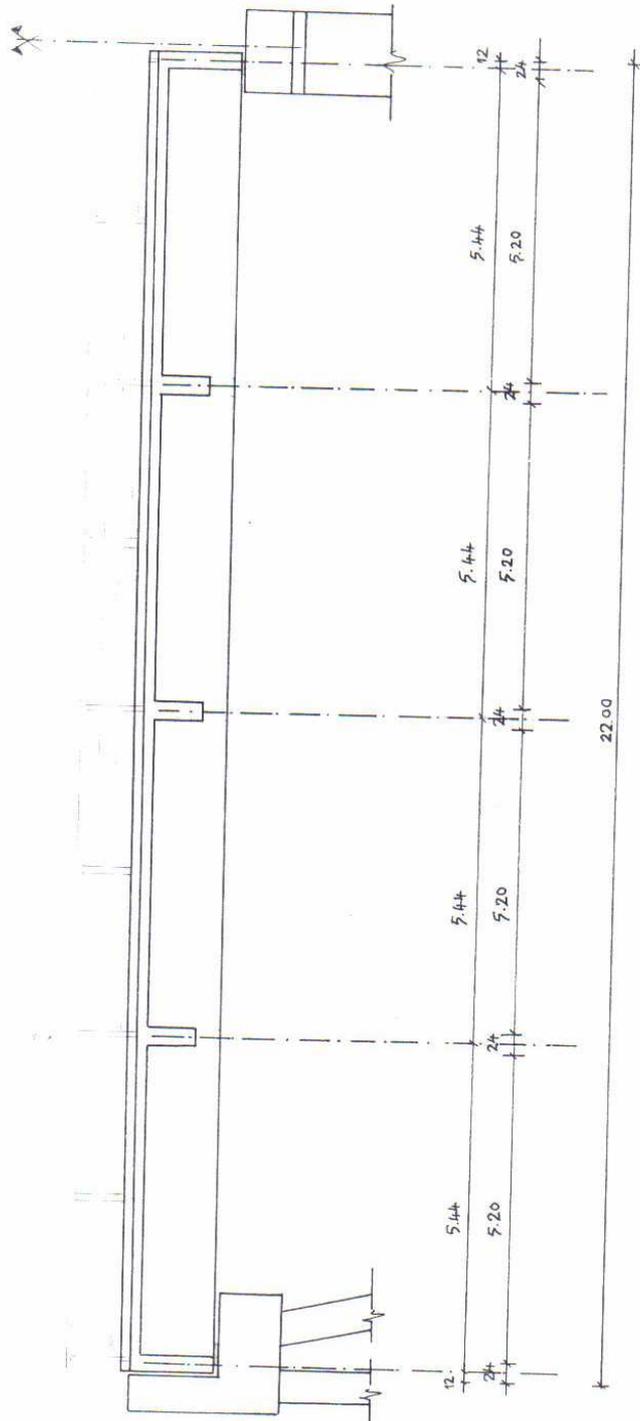
$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} , \text{ à l'ELS}$$

- Poids volumique du béton 2,5 T / m³
- Poids volumique du revêtement 2,2 T / m³

- Poids par mètre linéaire de la construction de trottoir $g_t = 1,085 \text{ T / ml}$
- Poids par mètre linéaire du parapet $g_o = 0,060 \text{ T / m}$
- Epaisseur moyenne du revêtement 5 cm



COUPE TRANSVERSALE DU PONT



COUPE LONGITUDINALE

I- Dimensionnement de la superstructure

I-1- DALLE :

I-1-1 Coefficient de Majoration Dynamique (C.M.D)

L'élément à considérer pour le calcul du C.M.D est un carré ayant côté la distance entre les axes des poutres de rive. Soit un carré de 6 m de côté.

On a :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

Avec $L = 6$ m

$P =$ charge permanente

Dalle : $0,18 * 6^2 * 2,5 = 16,20$ t

Revêtement : $0,05 * 6^2 * 2,2 = 3,96$ t

Total $P = 20,16$ t

$S :$ le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il sera possible de placer dans cette section.

Dans notre cas $S = 50$ t

D'où :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 * 6)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{20,16}{50}}$$

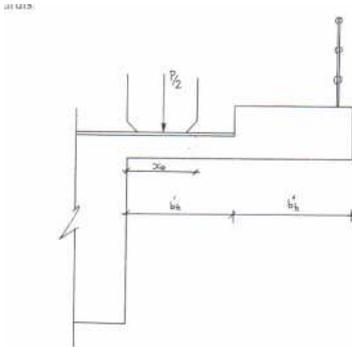
$\Rightarrow \delta = 1,411$

I-1-2 Détermination des efforts dans les hourdis du tablier :

I-1-2-1 Hourdis console :

a) Efforts dus aux charges permanentes :

Les efforts dus aux charges permanentes sont déterminés par 1 mètre linéaire de largeur de l'hourdis.



$$x_0 = 0,20 \text{ m} ; b'_h = 0,275 \text{ m} ; b''_h = 0,75 \text{ m} ; h_r = 0,05 \text{ m}, a_2 = b_2 = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Or } a_1 = a_2 + 2h_r = 0,25 + (2 * 0,05) = 0,35 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 + h_r = 0,25 + 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

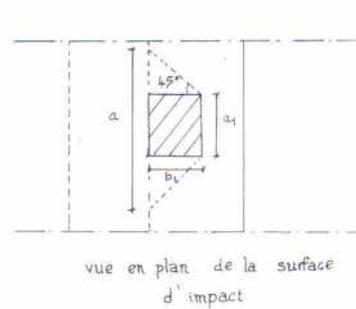
$$a = a_1 + x_0 = 0,35 + 0,20 = 0,55 \text{ m}$$

Les valeurs des charges permanentes sont :

$$\text{Dalle : } 0,18 * 1 * 2,5 = 0,45 \text{ T / ml}$$

$$\text{Revêtement : } 0,05 * 1 * 2,2 = 0,11 \text{ T / ml}$$

$$g_h = 0,56 \text{ T / m}$$



Trottoir $g_t = 1,085 \text{ T / ml}$

Parapet $G_2 = 0,060 * 1 = 0,060 \text{ T}$

Les moments fléchissants et efforts tranchants au nu de la nervure sont :

$$M_g = g_h * (b'_h{}^2 / 2) + g_t * b'' * h * (d' * h + b'' * h / 2) + G_2 (b' * h + b'' * b) \quad (21)$$

$$= 0,56 * ,275^2 / 2 + 1,085 * 0,75 (0,275 + 0,75 / 2) + 0,060 (0,275 + 0,75)$$

$$\Rightarrow M_g = 0,6129 \text{ Tm}$$

$$V_g = (g_h * b'_h) + (g_t * b'' * h) + G_2 \quad (22)$$

$$= (0,56 * 0,275) + (1,085 * 0,75) + 0,060$$

$$\Rightarrow V_g = 1,028 \text{ T}$$

b) Efforts dus aux charges d'exploitation :

Nous allons considérer successivement les trois surcharges du système B, nous retiendrons celui dont les effets sont les plus défavorables

b-1 Système Bc :

$$P_0 = \frac{P_1}{2 * a_1 * b_1} \quad (23) = 10 / (2 * 0,35 * 0,30) \Rightarrow P_0 = 47,62 \text{ T/m}^2$$

$$M_{p1} = \frac{S * P_0 * a_1}{2 * a * x_0^2} \quad (24) = 1,411 * 47,62 * 0,35 / 2 * 0,55 * 0,20^2$$

$$\Rightarrow M_{p1} = 0,86 \text{ Tm}$$

$$V_{p1} = \frac{S * P_0 * a_1}{a * x_0} \quad (25) = 1,411 * 47,62 * 0,35 / 0,55 * 0,20$$

$$\Rightarrow V_{p1} = 8,55 \text{ T}$$

b-2 Système Be :

$$a_2 = 0,6 \text{ m} , b_2 = 0,25\text{m et } P_1 = 10 \text{ T}$$

$$\Rightarrow a_1 = a_2 + 2h_r = 0,6 + (2 * 0,05) = 0,7 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 + h_r = 0,25 + 0,05 = 0,3 \text{ m}$$

$$x_0 = 0,55 \text{ m} \quad a = a_1 + x_0 = 0,7 + 0,55 = 1,25\text{m}$$

$$P_0 = \frac{P_1}{2 * a_1 * b_1} = 10 / (2 * 0,7 * 0,3) \Rightarrow P_0 = 23,81 \text{ T/m}^2$$

$$M_{p1} = \frac{S * P_0 * q_1}{2 * a_1 * x_0^2} = 1,411 * 23,81 * 0,7 / 2 * 1,25 * 0,55^2$$

$$\Rightarrow M_{p1} = 2,85 \text{ Tm}$$

$$V_{p1} = \frac{S * P_0 * a_1}{a * x_0} = 1,411 * 23,81 * 0,7 / 1,25 * 0,55$$

$$\Rightarrow V_{p1} = 10,35 \text{ T}$$

b-3 Systeme Br :

$$a_2 = 0,6 \text{ m} ; b_2 = 0,3 \text{ m} ; P_1 = 8 \text{ T}$$

$$a_1 = a_2 + 2h_r = 0,6 + (2 * 0,05) = 0,7$$

$$b_1 = b_2 + h_r = 0,3 + 0,05 = 0,35\text{m}$$

$$x_0 = 0,55 \text{ m} ; a = a_1 + x_0 = 0,7 + 0,55 = 1,25\text{m}$$

$$P_0 = \frac{P_1}{a_1 * b_1} \quad (26) = 8 / (0,7 * 0,35)$$

$$\Rightarrow P_0 = 32,65 \text{ T/m}^2$$

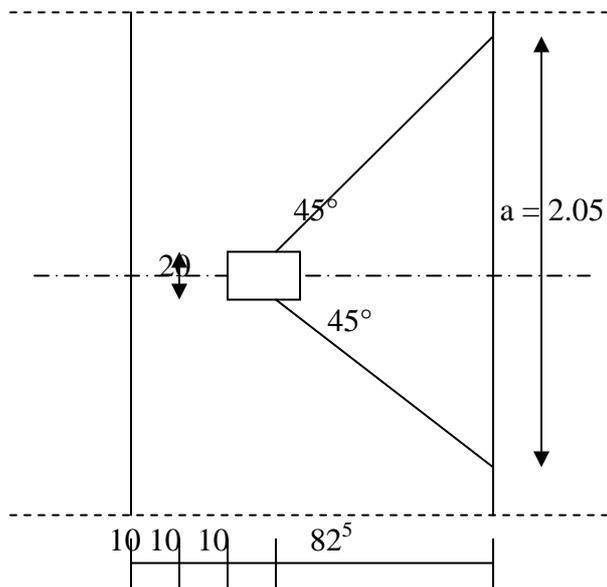
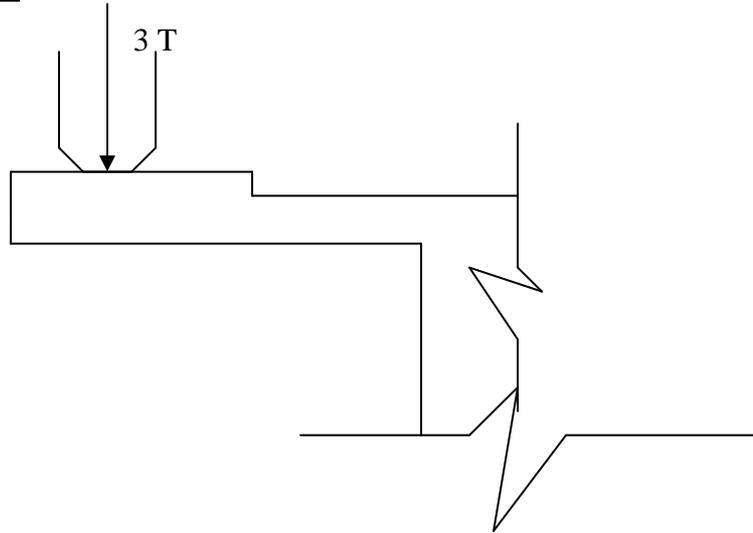
$$M_{p1} = \frac{S * P_0 * a_1}{a * x_0^2} \quad (27) = 1,411 * 32,65 * 0,7 / 1,25 * 0,55^2$$

$$\Rightarrow M_{p1} = 7,80 \text{ Tm}$$

$$V_{p1} = \frac{S * P_0 * a_1}{a_2 * x_0} = 1,411 * 32,65 * 0,7 / 1,25 * 0,55 * 2$$

$$\Rightarrow V_{p1} = 28,38 \text{ T}$$

b-4 Roue de 3T :



$a = 2,02 \text{ m}$ c'est-à-dire que $a < 1,5 \text{ m}$ d'où

$$a' = 1,50 + a / 2 = 1,50 + (2,05 / 2) = 2,525 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow a = a' = 2,525 \text{ m}$$

$$P_0 = \frac{P_1}{a_1 * b_1} \quad (27) = 3 / (0,2 * 0,2) = 75 \text{ T/m}^2$$

La valeur de M_{p1} est donc égale à

$$M_{p1} = P_0 * a_1 * b_1 (x_0 = b_1/2) / a \quad (28)$$

Dans notre cas $x_0 = 1,025 \text{ m}$ d'où $M_{p1} = 75 * 0,20 * 0,20 * (1,025 - 0,2/2) / 2,525$

$$\Leftrightarrow M_{p1} = 1,1 \text{ T/ml}$$

b-5 Surcharge uniformément répartie g :

$$q = 0,450 \text{ T/m}^2$$

donc les surcharges d'exploitations à prendre sont :

$$M_{p1} = 7,80 + 1,1 + 0,236 = 9,136 \text{ Tm/ml}$$

$$V_{p1} = 28,38 + 3 + 0,45 * 1,1 * 0,25 = 31,84 \text{ T}$$

D'où les efforts au nu de la nervure sont :

$$\text{à l'ELS :} \quad M = M_g + M_{p1} = 0,612 + 9,136 = 9,748 \text{ Tm} \quad (29)$$

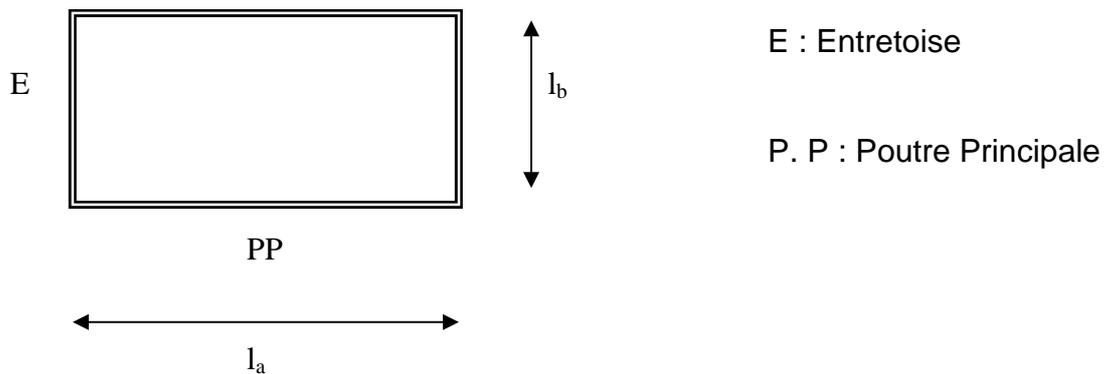
$$V = V_g + V_{g1} = 1,028 + 31,84 = 32,868 \text{ T} \quad (30)$$

$$\text{à l'ELU :} \quad M = 1,35 M_g + 1,5 M_{p1} = (1,35 * 0,612) + (1,5 * 9,136) = 14,53 \text{ Tm} \quad (31)$$

$$V = 1,35 V_g + 1,5 V_{g1} = (1,35 * 1,028) + (1,5 * 31,84) = 49,148 \text{ T} \quad (32)$$

	M(Tm)	V[T]
E.L.S	9,784	3,868
E.L.U	14,530	49,148

I-1-2-2 Hourdis intermédiaire :



l_a : entr'axe des entretoises = 5,20 m

l_b : entr'axe des poutres principales = 2,55 m

$$l_a / l_b = 5,20 / 2,55 = 2,04 > 2$$

Donc la dalle est encadrée sur deux côtés suivant la longueur du pont. Les efforts sont déterminés par ml suivant la longueur de la dalle ($b = 1,00$ m). La travée de calcul est donc égale à 2,55 m

a- Efforts dus aux charges permanentes :

Hourdis : $0,18 \times 1 \times 2,5 = 0,45$ T / ml

Revêtement : $2,2 \times 0,05 = 0,11$ T / ml

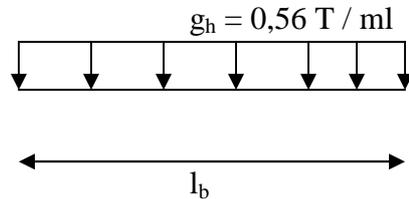
$g_h = 0,56$ T / ml

Pour la détermination du moment M_0 au centre de la dalle, on la considère comme une poutre reposée sur 2 appuis simples.

D'où

$$M_0^P = \frac{g * h * l_b^2}{8} \quad (33) = 0,56 * 2,55 / 8 = 0,455 \text{ Tm}$$

$$V_0^P = 0$$



Effort tranchant au nu de la nervure :

$$V_g = \frac{g_h * l_b}{2} \quad (34) = 0,56 * 2,55 / 2$$

$$\Rightarrow V_g = 0,71 \text{ T}$$

b- Efforts dus aux surcharges d'exploitation

b-1 Moments fléchissants

Système Bc :

Pour une roue isolée de 5 T la surface d'impact est

$$a_2 = b_2 = 25 \text{ cm}$$

$$D'où a_1 = a_2 + 2h_r$$

$$b_1 = b_2 + 2h_r \text{ avec } h_r \text{ hauteur du revêtement égale à } 5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a_1 = b_1 = 0,25 + (2 * 0,05) = 0,35$$

La largeur influencée par l'application de la charge concentrée est égale :

$$a = \sup (a_1 + l_b / 3 ; 2/3 l_b)$$

$$a_1 + l_b / 3 = 0,35 + 2,55 / 3 = 1,20 \text{ m}$$

$$2/3 l_b = 2/3 * 2,55 = 1,70 \text{ m} \quad \Rightarrow a = 1,70 \text{ m}$$

Comme $a > 1,50 \text{ m}$, par conséquent

$$a = \sup [1/2 (a_1 + 1,5 + l_b / 3) ; l_b / 3 + 0,8]$$

$$\frac{1}{2} [a_1 + 1,5 + (l_b / 3)] = \frac{1}{2} (0,35 + 1,5 + 2,55 / 3) = 1,35$$

$$l_b / 3 + 0,8 = 2,55 / 3 + 0,8 = 1,65$$

$$\Rightarrow a = 1,65 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{P}{2 * a * b_1} \quad (35) = 10 / (2 * 1,65 * 0,35)$$

$$\Rightarrow P_1 = 8,66 \text{ T/m}^2$$

$$M_0 = \frac{\delta * p_1 * b_1}{4 * \left(l_b - \frac{b_1}{2} \right)} \quad (36) = 1,411 * 8,66 * 0,35 / 4 (2,55 - 0,35 / 2)$$

$$\Rightarrow M_0 = 2,54 \text{ Tm}$$

Pour deux roues rapprochées

$$M_0 = \frac{\delta * p_2 * (c + b_1)}{4 * \left(l_b - c + \frac{b_1}{2} \right)} \quad (37)$$

Avec $c = 0,50 \text{ m}$

$$p_2 = \frac{P}{a * (c + b_1)} = 10 / (0,50 + 0,35) / 1,65 = 7,13 \text{ T/m}^2$$

$$M_0 = 1,411 * 7,13 * (0,50 + 0,35) / 4 * (2,55 - 0,50 + 0,35 / 2)$$

$$\Rightarrow M_0 = 4,53 \text{ Tm}$$

Pour le calcul de résistance, nous prendrons la plus grande de ces deux valeurs, donc $M_0 = 4,53 \text{ Tm}$

Système Br : Surcharge 8 t sur une surface $30 \times 30 \text{ m}^2$

$$a_1 = b_1 = a_2 + 2h_r = 0,30 + (2 * 0,05) = 0,40 \text{ m}$$

$$a = \sup [1/2 (0,4 + 1,50 + 2,55/3) ; 2,55/3 + 0,8)] = 1,65$$

$$P_1 = 8 / 1,65 * 0,4 = 12,127 \text{ T/m}^2$$

$$M_0 = 1,411 * 12,121 * 0,4 / 4 (2,55 - 0,4/2) = 4,02 \text{ Tm}$$

$$\Rightarrow M_0 = 4,02 \text{ Tm}$$

- Système Be : surcharge 20 t sur une surface $0,08 * 2,50 \text{ m}^2$

$$a_1 = a_2 + 2h_r = 0,08 + 2 * 0,05 = 0,18$$

$$b_1 = b_2 + 2,50 + (2 * 0,05) = 2,60$$

$$p_1 = 20 / (2,60 * 1,65) = 4,66 \text{ T/m}^2$$

$$M_0 = 1,411 * 4,66 * 2,60 / [4 (2,55 - 2,60 / 2)] = 5,34$$

$$\Rightarrow M_0 = 5,34 \text{ Tm}$$

Nous prendrons la valeur la plus défavorable entre ces valeurs donc $M_0 = 5,34 \text{ Tm}$

$$\text{La valeur de } M_0 = M_{ocp} + M_{occ} = 0,455 + 5,34 \quad (38)$$

$$\Rightarrow M_0 = 5,80 \text{ Tm}$$

Les valeurs des coefficients utilisés pour calculer les moments réels au centre de la travée et sur les appuis dépendent du schéma statique de la dalle et du coefficient n' avec :

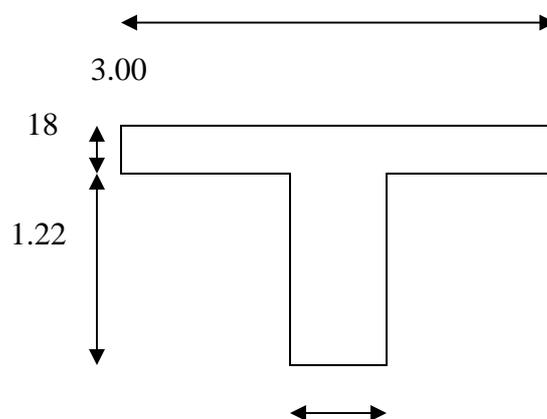
$$n = 0,001 * D * \frac{l_b^3}{G * I_t}, \text{ en cm}^2 \quad (39)$$

$$G = 0,435 E \quad (40)$$

$$D = \frac{E * h_3^h}{12(1 - \gamma^2)} \quad (41)$$

γ = coefficient du poisson égal à 0,20 pour le béton supposé non fissuré

E : module de déformation du béton homogénéisé.



$$I_t = \text{moment d'inertie en torsion} = 1/3 [300/18 - 0,63] * 18^4 + 1/3 [122/45 - 0,63]45^4$$

$$\Rightarrow I_t = 34105773,8 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où } n' = 0,001$$

$$\Rightarrow n' = 5,7 \text{ cm}^2 < 30 \text{ cm}^2$$

Les valeurs des moments M_0 au centre de la travée suivant les deux états limites :

$$M_0^{\text{ELS}} = M_0^{\text{cp}} + M_0 = 0,455 + 5,34 = 5,80 \text{ Tm} \quad (42)$$

$$M_0^{\text{ELU}} = 1,35 M_0^{\text{cp}} + 1,5 M_0^{\text{cc}} = (1,35 * 0,455) + (1,5 * 5,34) = 8,63 \text{ Tm} \quad (43)$$

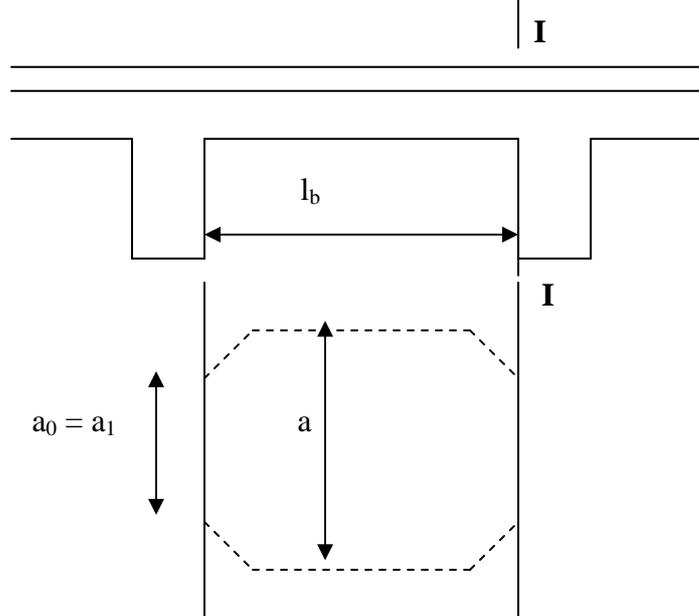
	Sur appuis intermédiaires	Appui de rive	Centre de travée
E.L.S	$-0,8 M_0 = -4,54 \text{ Tm}$	$-0,8 M_0 = -4,64 \text{ Tm}$	$0,5 M_0 = 2,90 \text{ Tm}$
E.L.U	$-0,8 M_0 = -6,90 \text{ Tm}$	$-0,8 M_0 = 6,90 \text{ Tm}$	$0,5 M_0 = 4,32 \text{ Tm}$

Notre dalle est continuée par une console alors le moment aux appuis de rive est : sup (le moment d'encastrement du côté de la console ; $0,8 M_0$)

$$\text{A E.L.S sup } (9,78 \text{ Tm}, 4,64 \text{ Tm}) = 9,78 \text{ Tm}$$

$$\text{À E.L.U sup } (14,53 \text{ Tm} ; 6,90 \text{ Tm}) = 14,53 \text{ Tm}$$

b-2 Effort tranchant :



Variation de la largeur influencée

En chargeant les lignes d'influences, nous obtenons les résultats suivants :

Systeme Bc :

Paramètres	Section I-I
ax_1 (m)	0,70
yx_1	0,9313
ax_2 (m)	1,20
yx_2	0,7353
V_p	5,07 T

Systeme Be :

Paramètres	Section I-I
ax (m)	1,20
yx	0,7353
V_p	17,30

Système Br :

Paramètres	Section I-I
ax (m)	1,5
yx	0,5490
V _p	5,39

Pour l'effort tranchant de la surcharge d'exploitation, on prendra $V_p = 17,30$ T

$$D'où V_p^{ELS} = V_g + V_p = 0,71 + 17,30 = 18,01 \text{ T} \quad (42)$$

$$V_p^{ELU} = 1,35 V_g + 1,5 V_p = (1,35 * 0,71) + (1,5 * 17,30) = 26,91 \text{ T} \quad (43)$$

$$V_p^{ELS} = 18,01 \text{ T}$$

$$V_p^{ELU} = 26,91 \text{ T}$$

Récapitulation :

Pour la détermination des armatures, les sollicitations prises en compte sont résumées dans le tableau suivant :

Moments fléchissant [Tm]

Etats / Section	E.L.S	E.L.U
Sur appuis intermédiaires	-4,64	-6,90
Appui de rive	-9,78	-14,53
Centre de travée	2,90	4,32

Efforts tranchants : [T]

	E.L.S	E.L.U
V I-I	18,01	26,91

c. Armatures longitudinales :

Nous avons une dalle d'épaisseur 180 mm, par conséquent, le diamètre maximal des barres est limité à 18 mm. Le nombre de barre varie de 5 à 14 par mètre linéaire, l'espacement ne dépasse pas $2 * 18 = 36$ cm et la section d'armatures de répartition doit être supérieure ou égale à 15% de l'armature principale

Nous prendrons l'enrobage $c = c' = 3$ cm donc la hauteur utile de la section de calcul est :

15 cm pour la section intermédiaire

15 cm pour la section d'about

Le principe de calcul est le suivant :

en connaissant le moment M, la hauteur utile d, la largeur b, la contrainte admissible du béton comprimé, nous pouvons calculer .

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b * b * d^2} \quad (44)$$

si $\mu \leq \mu_1$: nous n'avons pas besoin d'armature comprimée

la section d'armature est donnée par

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} \quad (45)$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \text{ et } \beta = 1 - 0,4\alpha \quad (46)$$

si $\mu > \mu_1$: nous avons besoin d'armature comprimée

les sections d'armature sont données par :

$$A' = \frac{M_{f2}}{(d - c') * \sigma_s} \text{ et } A = \frac{M_{f1}}{\beta_1 * d * \sigma_s} + A' \frac{\sigma_s}{\sigma_s} \quad (47)$$

$$\text{Avec } M_{f1} = \mu_1 * \sigma_b * b * d^2 \text{ et } M_{f2} = M - M_{f1} \quad (48)$$

C-1 Etat limite ultime :

Sections	Cm appui intermédiaire	Appui de rive	Centre de travée
M [Nm]	6,90 . 10 4	1314,53. 10 4	4,32 . 10 4
d [cm]	15	25	15
μ	0,216	0,163	0,135
γ_s [Mpa]	348	348	348
β	0,877	0,910	0,927
α	0,308	0,224	0,182
y [cm]	4,62	5,61	2,73
A [cm ²]	15,39 10 HA14 par ml	20,11 10 HA16 par ml	9,23 6 HA 14 par ml

C-2 Etat de limite de service :

Nous allons déterminer les contraintes de travail du béton et de l'acier puis on les compare aux contraintes admissibles.

$$\rho_1 = \frac{100 * A}{b * d} \quad (49)$$

Les valeurs de b et β_1 sont données par le tableau

$$\sigma_s = b * \sigma_s \quad \text{et} \quad \sigma_s = M / \beta_1 * d * A \quad (50)$$

Les contraintes admissibles sont

$$\overline{\sigma'_s} = 0,06 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_s} = 240 \text{ Mpa (préjudiciable)}$$

Section	Sur appui intermédiaire	Appui de rive	Centre de travée
M [Nm]	4,64 104	9,78.104	2,90.104
ρ_1	d = 15 A = 15,39 1,026	d = 25 A = 20,11 0,804	d = 5 A = 9,23 0,615
b	0,0484	0,0420	0,0358
β_1	0,859	0,872	0,884
σ_b [Mpa]	11,32	9,36	8,48
σ_s [Mpa]	233	233	236

Pour les armatures de répartition, nous prenons une section qui est égale au tiers de celles des armatures principales.

Aux appui : $A_r = 6 \text{ HA } 12 = 6,78 \text{ cm}^2$ $e = 16 \text{ mm}$

Mi-travée : $A_r = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ $e = 25 \text{ mm}$

C-3- Condition de non fragilité

Selon les règlements : $A_{\min} = \rho_m * b * d$ (51)

Avec $\rho_m \geq \frac{3-\alpha}{2}$ (52) pour les armatures parallèles au petit côté

et $\rho_m \geq \rho_0$ (53) pour les armatures parallèles au grand côté

Avec $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ (54) qui est égale à $2,55 / 5,20 = 0,49$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les fils à haute adhérence de classe FeE400

Armatures parallèles au petit côté :

$$\rho_m > (3 - (0,49 / 2)) * 0,0008 = 0,001 \Rightarrow \rho_m > 0,001 \quad (55)$$

D'où

Sections	Sur appui intermédiaire	Appui de rive	Centre de travée
A_{\min} [cm ²]	1,5	2,5	1,5

Armatures parallèles au grand côté :

$$\rho_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

C-4 – Vérification de l'entraînement des barres

Par définition :

$$\tau = \frac{V * \mu}{0,9 * d * n * \pi * \phi} \quad \pi \bar{\tau} = 1,50 * f_{t28} = 3,15 \text{ Mpa} \quad (56)$$

V [N]	Paramètres	τ
26,91 . 10 ⁴	D = 25 N = 10 =16	2,38

Donc on a bien $\tau \pi \bar{\tau}$

C-5 Ferrailage longitudinale :

La disposition des armatures est la suivante :

- suivant la grande portée :

Sections	Aux appuis	mi-travée
Ar	6 HA 12 / ml	4 HA 10 / ml
e	16 mm	25 mm

- Suivant la petite portée :

Tableau n° 23: disposition des armatures suivant la petite portée

Sections	Appuis intermédiaires	mi-travée	Appuis de rive
1 ^{er} lit sup.	10 HA 14 / ml e = 10cm	10 HA14 / ml e = 10ml	10 HA16 / ml e = 10cm
2 ^e lit inf.	6 HA 14 / ml e = 16cm	6 HA 14 / ml e = 16cm	6 HA 14 / ml e = 16cm

d. Vérification au poinçonnement :

La vérification à faire est la suivante :

$$V_u < 0,045 * U_c * h_o * f_{cj} \quad (57)$$

avec

V_u : charge de calcul pour l'état limite ultime

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

h_o : épaisseur totale du hourdis égale à 18 cm

F_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours, soit à 28 jours.

Pour le calcul de U_c :

$$U_c = 2 (u + v) \text{ avec : } u = a + 1,5h_r + h_o \quad (58)$$

$$v = b + 1,5 h_r + h_o$$

h_r = épaisseur du revêtement égale à 5cm.

Surcharges	Bc (5T) 25 x 25	Be (20 T) 0,08 x 2,50	Br (8T) 30 x 30
V_u [T]	5,07	17,30	5,39
U_c [m]	2,020	6,180	2,22
0,045. $U_c * h_o * f_{c28}$	40,905	125,145	44,955
Conclusion	Non poinçonnée	Non poinçonnée	Non poinçonnée

e. Armatures transversales :

Il existe un effort de cisaillement dont la valeur est égale à :

$$\frac{V_u}{b} = (26,91 * 104) / (1000 * 150) = 1,794 \text{ Mpa} \quad (59)$$

$\tau_u = 1,8 \text{ Mpa} > 125 \text{ Mpa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont nécessaires. L'espace doit être : $S_t < \inf(0,9d ; 40 \text{ cm})$ (60)

$$0,9 * d = 0,9 * 15 = 13,5 \text{ cm}$$

Prenons $S_t = 10,0 \text{ cm}$

La section des armatures transversales est donnée par

$$\frac{A_t * f_c}{d_1 * S_t * \sin \theta} \phi \sup \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{ Mpa} \right) \quad (61)$$

$$\frac{\tau_u}{2} = 0,9 \text{ Mpa} \quad (62)$$

$$A_t \geq \frac{0,9 * d_1 * S_t * \sin \theta}{f_c} = (0,9 * 127,5 * 10,0 * \sin 90^\circ) / 400 \quad (63)$$

$$\Rightarrow A_t \geq 2,80 \text{ cm}^2$$

Prenons **$A_t = 2,83 \text{ cm}^2 = 10 \text{ HA6 par ml}$**

I-2 POUTRES PRINCIPALES :

I-2-1 Sollicitations :

II-1-1 Détermination de la section de calcul :

Nous prenons les hypothèses suivantes :

- ◆ Poids par m² de la dalle, y compris le revêtement : $g_d = 0,56 \text{ T/m}^2$
- ◆ Poids par ml de la construction de trottoir : $g_t = 1,085 \text{ T/ml}$
- ◆ Poids par ml de parapets $g_o = 0,060 \text{ T/ml}$
- ◆ Poids par ml de l'âme de la poutre principale $g_{ap} = 1,38 \text{ T/ml}$
- ◆ Répartition transversale suivant la méthode de la compression excentrée pour les charges permanentes et les surcharges d'exploitation
- ◆ Surcharge A (l) définie par

$$A(l) = 350 + \frac{320 \cdot 10^6}{l^3 + 60l + 225000} \quad (64)$$

Pour $l = 21,55 \text{ m}$

$$A(l) = 1,567 \text{ T/m}^2$$

Le moment fléchissant maximal se trouve à mi-travée, sa valeur est approximativement égale à :

$$M_{f \max}^{ELU} = \frac{1,35q_{cp} + 1,5q_A}{8n} * l^2 \quad (65)$$

$$\begin{aligned} q_{cp} &= \text{charge permanente uniformément répartie} \\ &= 0,56 + 7 + (1,085 * 1,50) + (2 * 0,60) + 1,38 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow q_{cp} = 9,81 \text{ T/ml}$$

$$q_A = \text{charge uniformément répartie de A (1)}$$

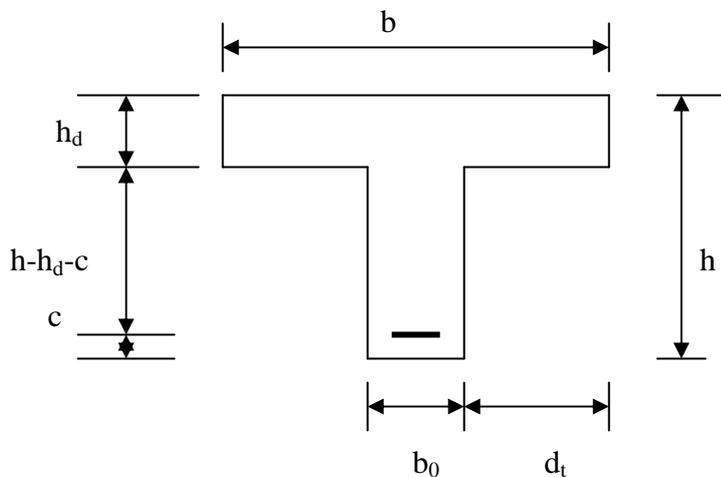
$$= 1,567 * 7 = 10,97 \text{ T/ml}$$

n : nombre de poutres principales égale à 3

d'où

$$M_{f_{\max}}^{ELU} = [((1,35 * 9,81) + (1,5 * 10,97)) / (8 * 3)] / 21,55^2$$

$$M_{f_{\max}}^{ELU} = 318,96 \text{ Tm}$$



D'après le pré dimensionnement,

$$b_0 = 45 \text{ cm}, h = 1,40 \text{ m}, h_d = 18 \text{ cm}, c = 10 \text{ cm}$$

d_t : les débords de la table sont fixés, suivant les règles BAEL, à $l_1 / 10$ de la travée dans notre cas donc $d_{t1} = 2,20 \text{ m}$

$$\text{comme } h_d = 18 \text{ cm} > 0,1 h \text{ alors } d_{t2} = 6 h_d = 108 \text{ cm}$$

prenons alors $d_t = 100 \text{ cm}$

la largeur de la table b est obtenue par $b = 2d_t + b_0$, d'où $b = 2,45 \text{ m}$.

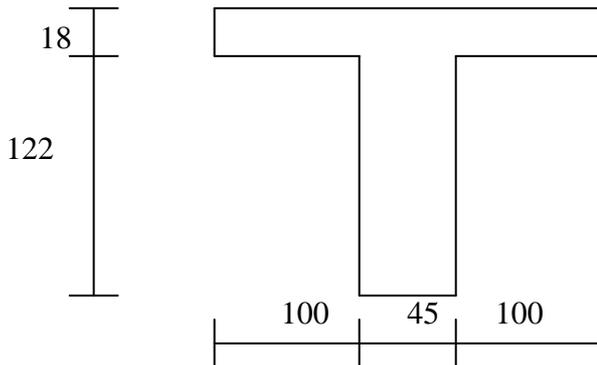
A l'état limite ultime, la hauteur utile est déterminée par :

$$d = 5,11 \sqrt{\frac{M_{\max}}{f_e * \rho_p * \psi}} \Rightarrow \rho_p = \frac{133,433 * M_{\max}}{\psi * f_e * d^3} \quad (66)$$

$\Psi = b_0 / d$ c'est une valeur qui varie entre 0,25 et 0,50 pour les sections armées par des barres isolées.

ρ_p : pourcentage d'armatures principales tel que $1\% \leq \rho_p \leq 2\%$ nervure rectangulaire avec des barres isolées.

Dans notre cas $d = 130$ cm et $b_0 = 45$ cm d'où $\rho_p = 1,42\%$, donc la section de calcul est la suivante :



I-2-2- Hypothèses :

Les poutres principales sont rassemblées par cinq (5) diaphragmes. On utilise la méthode de compression excentrée pour le détermination du CRT.

- poids propre par ml de l'entretoise $g_m = 0,67$ T/ ml
- surcharge Bc (25 t) : 5 T – 10 T – 10 T
- surcharge du trottoir : $0,150$ T/ m²

I-2-2-1- C.M.D:

Par définition:

$$\delta = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

$L = 21,55$: longueur de la travée

$S : 2 * 2 * 25 = 100 \text{ T}$

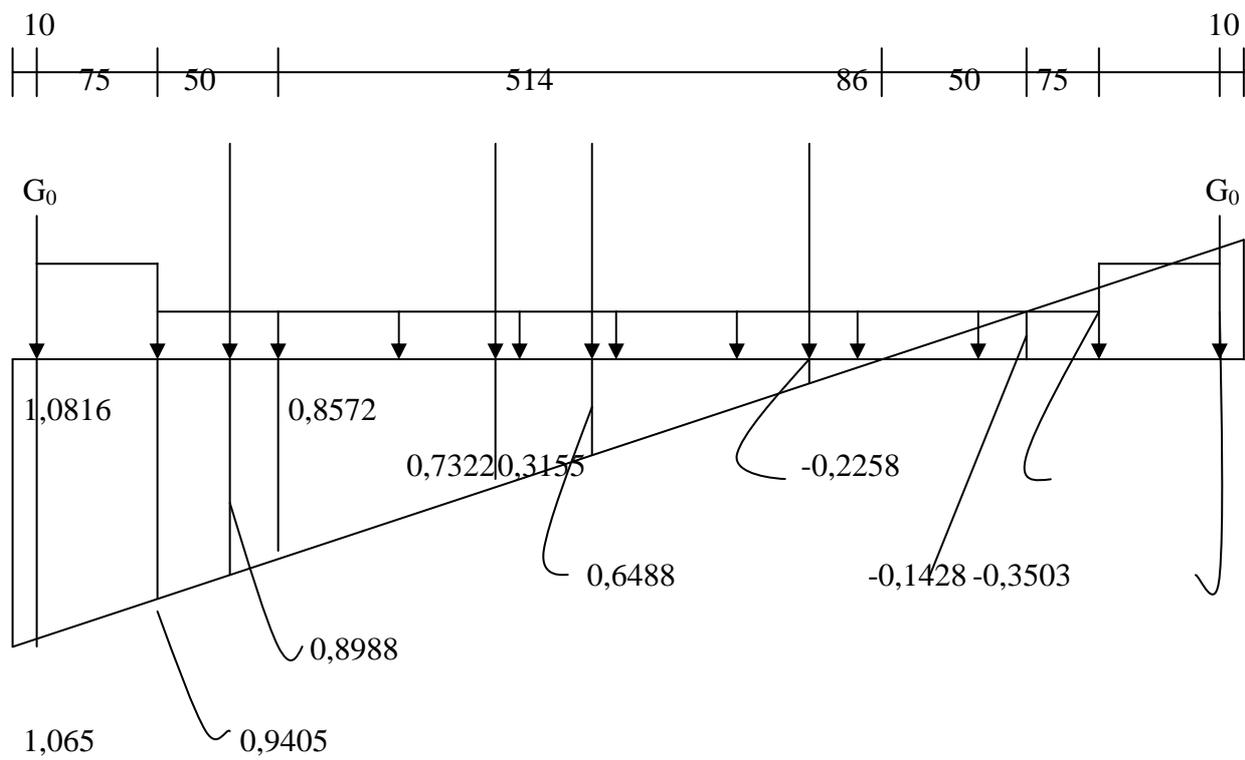
$P_1 = 0,6 * 5 * 5,10 = 15,3 \text{ T}$

$P_2 = (1,085 + 3,92 + 0,120 + 4,14) * 22 = 203,83 \text{ T}$

$P = 15,3 + 203,83 = 219,13 \text{ T}$

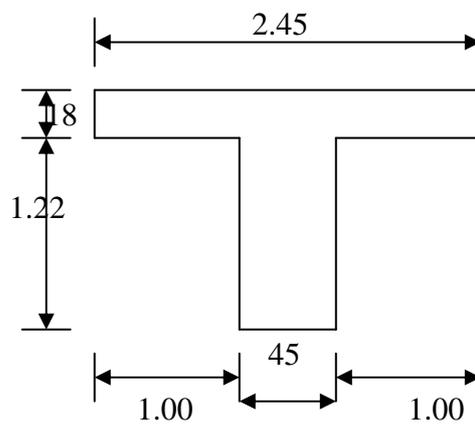
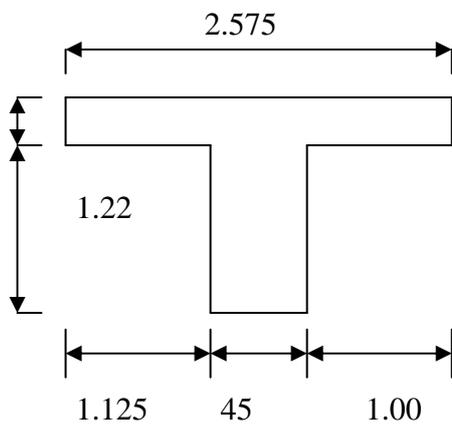
$\delta = 1,136$

I-2-2-2- C.R.T:



Poutre extérieure

Poutre intermédiaire



Section	extérieure	intermédiaire
$I_{GG'}[\text{cm}^4]$	23 661 148	18 911 674
$S[\text{cm}^2]$	10 125	9 900

Les moments d'inertie des poutres sont différents donc les ordonnées de la ligne d'influence sont :

$$y_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} + \frac{a_1^2 * I_1}{2 \sum a_1^2 * I_i} = 0.8572 \quad (67)$$

$$y_1' = \frac{I_1}{\sum I_i} - \frac{a_1^2}{2 \sum a_1^2 * I_i} = -0.1428 \quad (68)$$

D'où les valeurs de C.R.T des charges sont :

$$\eta_{BC} = 0,5 \sum Y_K = 0,5 (0.8988 + 0.7322 + 0.6488 + 0.3155) = 1.3 \quad (69)$$

$$\eta_p = \Omega = ((1.065 + 0.9405) * 0.75) / 2 = 0.75 \quad (70)$$

$$\eta_A = \Omega' = [(0.9405 * 5.64) / 2] - [(0.2258 * 1.366) / 2] = 2.50 \quad (71)$$

La répartition des charges permanentes provenant du revêtement du tablier, de la construction du trottoir et du parapet se fait proportionnellement aux moments d'inertie des poutres principales :

$$\Sigma_g = 1,085 [((1,0816+0,9409) * 0,89) / 2 - ((0,2258 + 0,3669) * 0,85) / 2] + 0,372 [0,8572 * 5,14) / 2 - (0,2258 * 1,36) / 2] + 0,06 [1,065 - 0,3503]$$

$$\Sigma_g = 1.464$$

- poutres extérieures

$$g_m^1 = (I_1 / \sum I_i) * \Sigma_g = (23661148 / 66233970) * 1,464 \quad (72)$$

$$\Rightarrow g_m^1 = 0,523 \text{ T}$$

$$g_{pp}^3 = \rho * S_{ext} = 2.5 * 1.0125 \quad (73)$$

$$\Rightarrow g_{pp}^3 = 2,53 \text{ T}$$

$$g_{p,qext}^2 = g_m^1 + g_{pp}^3 = 0.523 + 2.53 \quad (74)$$

$$\Rightarrow g_{pqext}^2 = 3,05 \text{ T}$$

- poutres intermédiaires

$$g_m^2 = (I_1 / \Sigma I_i) * \Sigma g = (18911674 / 66233970) * 1.464 \quad (75)$$

$$\Rightarrow g_m^2 = 0.418 \text{ T}$$

$$g_{pp}^3 = \rho * S_{int} = 2.5 * 0.99$$

$$\Rightarrow g_{pp}^3 = 2.47 \text{ T}$$

$$g_{ppint}^2 = g_m^2 + g_{pp}^3 = 0.418 + 2.47$$

$$\Rightarrow g_{p,pint}^2 = 2.89 \text{ T}$$

Comme les éléments de la superstructure sont coulés en même temps, la section de calcul travaille donc à la 2^{ème} phase d'où les formules générales des sollicitations sont :

- pour les systèmes Bc

$$S_{II}^{ELS} = (g_{pp}^2 * \Sigma \omega) + (\beta_0 * S * \eta_{BC} * \Sigma P_{li} * y_i) + (\eta_p * 0.15 * \omega) \quad (76)$$

$$S_{II}^{ELU} = [1.35 * (g_{pp}^2 * \Sigma \omega)] + [1.35 * (\beta_0 * S * \eta_{BC} * \Sigma P_{li} * y_i)] + [1.5 * (\eta_p * 0.15 * \omega)] \quad (77)$$

- pour A (1)

$$S_{II}^{ELS} = (g_{pp}^2 * \Sigma \omega) + (\eta_A * \Sigma \omega * A(l)) + (\eta_p * 0.15 * \omega) \quad (78)$$

$$S_{II}^{ELU} = [1.35 * (g_{pp}^2 * \Sigma \omega)] + [1.35 * (\eta_A * \Sigma \omega * A(l))] + [1.5 * (\eta_p * 0.15 * \omega)] \quad (79)$$

avec $\beta_0 = 0,9$ pour un tablier à 2 voies de circulation

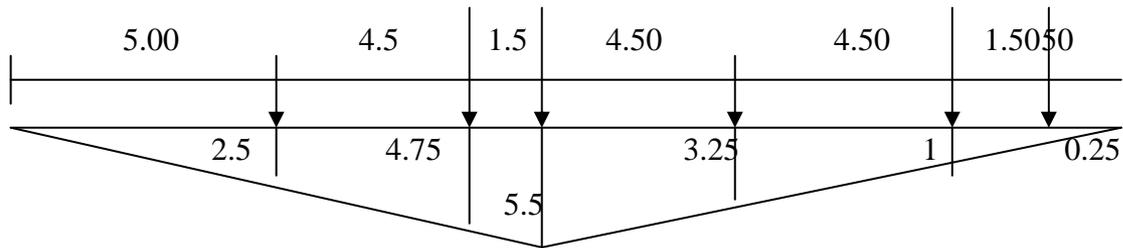
ω = aire de calcul de la L.I de la sollicitation considérée

y_i = ordonnée de la L.I considérée sous chaque charge P_{li}

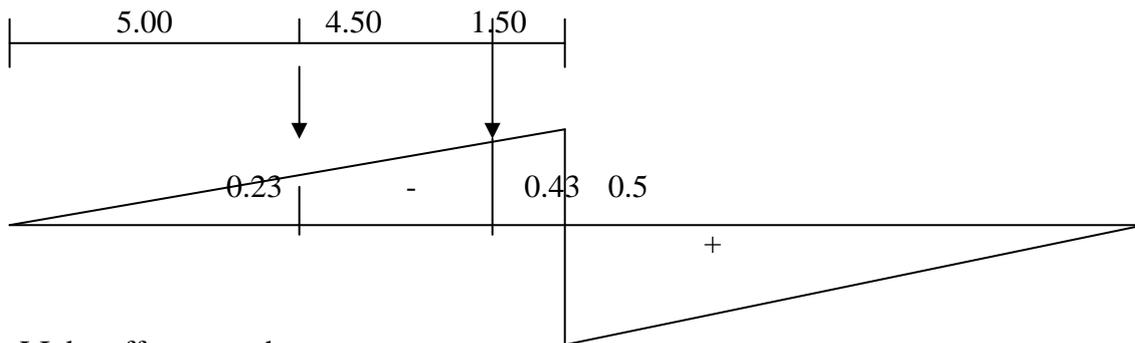
$$A(l) = 350 + \frac{320 * 10^6}{l^3 + 60l^2 + 225000} = 1,567 \text{ T/m}^2$$

Ligne d'influence :

- à mi-travée :

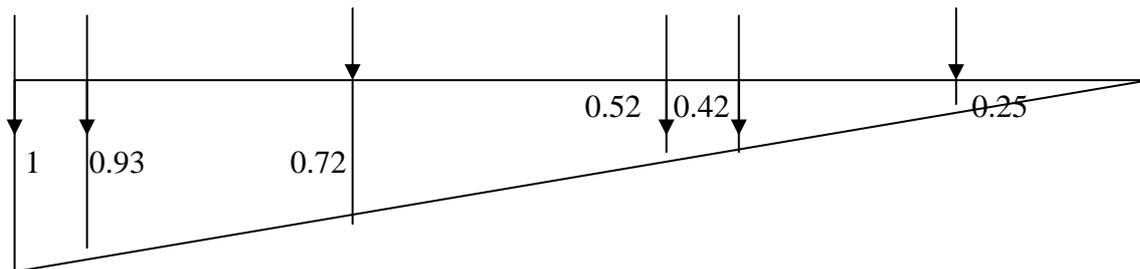


LI des moments



LI des efforts tranchants

- aux appuis



LI des efforts tranchants

Section à mi-travée :

- Moments fléchissant :

	Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
$g_{pp}^3 \Sigma \omega$	184,53		174,85	
$\beta_0 * S * \eta_{BC} * \Sigma p_{ti} * y_i$	191,061		191,061	
$\eta_p (0.15 \omega)$	6,81		6,81	
$\eta_A * \Sigma \omega * A (1)$	237		237	
Moments [Tm]	Bc	A(l)	Bc	A(l)
$M_{0.51}^{ELS}$	382,40	428,34	372,72	418,66
$M_{0.51}^{ELU}$	545,92	614,83	532,89	601,76

- Efforts tranchants :

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
$g_{pp}^3 \Sigma \omega$	0	0
$\beta_0 * S * \eta_{BC} * \Sigma p_{ti} * y_i$	13,89	13,89
$\eta_p (0.15 \omega)$	0,1	0,31
$\eta_A * \Sigma \omega * A (1)$	0	0
Efforts tranchants [T]		
$V_{0.51}^{ELS}$	14,20	14,20
$V_{0.51}^{ELU}$	21,30	21,30

Section aux appuis :

- Efforts tranchants :

	Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
$g_{pp}^3 \Sigma \omega$	33,55		31,79	
$\beta_0 * S * \eta_{BC} * \Sigma p_{ti} * y_i$	45		45	
$\eta_p (0.15 \omega)$	1,24		1,24	
$\eta_A * \Sigma \omega * A (1)$	43,09		43,09	
Efforts tranchants [T]	Bc	A(l)	Bc	A(l)
$V_{0.51}^{ELS}$	79,79	77,88	78,03	76,12
$V_{0.51}^{ELU}$	114,65	111,79	112,28	109,41

Les efforts à prendre en compte pour la détermination des armatures sont :

- moments fléchissants :

$$M_{0,51}^{ELS} = 428,34 \text{Tm}$$

$$M_{0,51}^{ELU} = 614,83 \text{Tm}$$

- efforts tranchants :

$$V^{ELS} = 79,79 \text{ T}$$

$$V^{ELU} = 114,65 \text{ T}$$

I-2-3 Détermination des armatures :

I-2-3-1 Armatures longitudinales :

Les hypothèses à prendre sont :

- ♦ Béton dosé à 350 kg

Approximativement $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = 14.167 \text{ Mpa}$

- ♦ Armatures à haute adhérence Fe E400 Type 1

$f_e = 400 \text{ Mpa} : \gamma_s = 1,15 ; \mu_l = 0,392$

I-2-3-1-1 Etat limite Ultime :

$$M_0 = \overline{\sigma}_b * b * h_0 * \left(\frac{d - h_0}{2} \right) \quad (80) \quad \text{avec } h_0 = 18 \text{ cm} ; b_0 = 45 \text{ cm}$$

$b = 245 \text{ cm} ; d = 130 \text{ cm}$

$\Rightarrow M_0 = 756 \text{ Tm}$, donc $M_0 > M$, seule une partie de la table est comprimée

$$\mu = \frac{M}{\overline{\sigma}_b * b * d^2} \quad (81)$$

$M = 614,83 \text{ Tm}$

$b = 245 \text{ cm}$

$d = 130 \text{ cm} \quad \mu = 0,104 < \mu_l$ d'où la section est armée uniquement par A

Pour cette valeur de μ , $\alpha = 0,1376$ et $\beta = 0,945$

$\Rightarrow \alpha < \alpha_l = 0,259 \Rightarrow$ pivot A, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} \quad (82) = 614.83 * 10^4 / (0.945 * 130 * 348)$$

$$\Rightarrow A = 143,81 \text{ cm}^2$$

I-2-3-1-2 Etat limite de service :

Selon la catégorie de l'ouvrage, les fissures sont jugées préjudiciables, $\overline{\sigma}_s$ est donc égale à 240 Mpa

$$M_0 = \frac{b * h_0^2 * \left(d - \frac{h_0}{3} \right)}{30 * (d - h_0)} * \overline{\sigma}_s \quad (83)$$

$$\Rightarrow M_0 = 70.31 \text{ Tm}$$

or $M^{ELS} = 428.34 \text{ Tm}$, $M_0 < M_s$, donc l'axe neutre tombe dans la nervure

$$\text{d'où } A = \frac{M^{ELS}}{d - \frac{h}{2}} \quad (84) \Rightarrow A = 147,20 \text{ cm}$$

3 lits de 4HA40

$$\text{Soit } A = 150,81 \text{ cm}^2$$

I-2-3-2- Armatures transversales :

I-2-3-2-1 Détermination de contraintes :

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu^{ELU}}{b_0 * d} \quad (85)$$

Avec τ_μ : contrainte tangentielle

V_μ^{ELU} : effort tranchant à l'ELU

$$\Rightarrow \zeta_\mu = 114.65 * 10^4 / (450 * 1300) \Rightarrow \zeta_\mu = 1.96 \text{ Mpa} < \zeta_\mu = 2.5 \text{ Mpa}$$

selon les règlements de B.A.E.L 83 :

- $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (117 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \quad (86)$

$$\Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$\bullet \Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_1 ; b_o / 10) = \min (1450 / 35 ; 40 ; 450 / 10) \quad (87)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq 40 \text{ mm}$$

Prenons comme armature droite transversale $\Phi_t = 14\text{mm}$, la fissuration est préjudiciable, d'où l'espacement

$$S_t \leq \frac{0,8 * f_e * A_t}{b_o (\tau_\mu - 0,3 * f_{t28})} \quad (88)$$

Avec $f_c = 400 \text{ Mpa}$

$$A_t = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,10 \text{ Mpa}$$

$$\zeta_\mu = 1,96 \text{ Mpa}$$

$$b_o = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 16,46 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 14 \text{ mm}$$

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

I-2-3-2-2 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

On doit vérifier :

$$V_u \leq 0,267 * a * b_o * f_{c28} \quad (89)$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{V_u}{0,267 * b_o * f_{c28}} \quad (90)$$

$$\Rightarrow a > 38,16 \text{ cm}$$

la largeur de l'appareil d'appui est de 30cm , dans notre cas

$$a = 30 + (2 * 10) = 50 \text{ cm} > 38,16 \text{ cm}$$

I-2-3-2-3 Section des armatures inférieures :

$$\text{Par définition } A \geq \frac{1,15 * V_u}{f_e} \Rightarrow A \geq 1,15 * 114,65 * 104 / 400 \quad (91)$$

D'où $A \geq 32,96 \text{ cm}^2$

Or $4\text{HA}40 = 50,27\text{cm}^2$, la condition est vérifiée

I-2-3-2-4 Condition de non-fragilité :

Selon le règlement :

$$\frac{A_{\min}}{b * d} = \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e} \text{ donc } A_{\min} = \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e * b * d} \quad (92)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 * 2,10 / (400 * 45 * 130) \Rightarrow A_{\min} = 7,06 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Or } A = 50,27 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

Donc la condition de non-fragilité est vérifiée

I-2-3-2-5 Armatures de montage :

Selon le règlement :

$$A_o = (1/10 \text{ à } 1/20) A \Rightarrow A_o = (7,54 \text{ à } 15,08) \text{ cm}^2 \quad (93)$$

Soit $4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2$

I-2-3-2-6 Armatures de peau :

Etant donné que les fissurations sont jugées préjudiciables, nous prenons 3 cm^2 d'armatures de peau par 1ml de parement.

Donc 6HA8par m.l

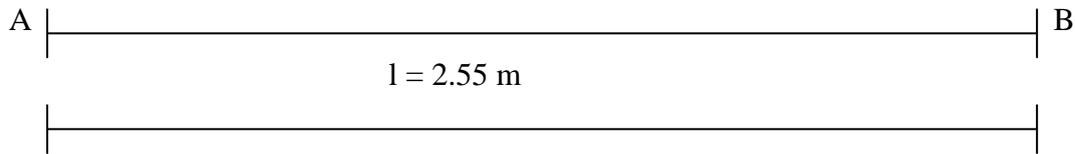
I-3 Diaphragme :

Selon les règlements en vigueur, les éléments du tablier comme les entretoises doivent être justifiés vis-à-vis du système de surcharge B.

I-3-1 Lignes d'influence des moments fléchissant et efforts tranchant :

L'entretoise est supposée parfaitement encastree aux poutres

Pour les calculs des sollicitations, nous utiliserons la méthode de la ligne d'influence.



I-3-1-1 Ligne d'influence des moments fléchissant aux appuis :

L'équation de la ligne d'influence de moment à l'appui A est :

$$M_A(\alpha) = -\alpha \frac{(l - \alpha)^2}{l^2} \quad (94)$$

$$\text{Avec } l = 2.55 \text{ m} \Rightarrow M_A(\alpha) = -\alpha \frac{(2,55 - \alpha)^2}{6,50} \quad (95)$$

- ♦ la courbe représentative de $M_A(\alpha)$ a une pente (-1) en A et une pente nulle en B.
- ♦ son ordonnée est maximale à l'abscisse $\alpha = 0.85 \text{ m}$; $M_A(0.85) = -0.3779$
- ♦ elle présente un point d'inflexion à l'abscisse $\alpha = 1.70 \text{ m}$
- ♦ la surface engendrée par la ligne d'influence est :

$$S = \int_0^{2,55} -\alpha \frac{(2,55 - \alpha)^2}{6,50} dx = -0,55 \quad (96)$$

Voici les différentes coordonnées permettant de tracer cette ligne d'influence :

a	0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,55
M _A	0	-0,2035	-0,3232	-0,3738	-0,3696	-0,3250	-0,2544	-0,1723	-0,0930	-0,0310	0

I-3-1-2 Lignes d'influence des moments fléchissants dans la section médiane :

La ligne d'influence des moments fléchissants en travée a pour expression :

$$M_t(\alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \alpha \left(\frac{(1-\alpha)^2}{l^2}\right) \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \alpha^2 \left(\frac{1-\alpha}{l^2}\right) \left(\frac{x}{l}\right) \text{ pour } \alpha \leq x$$

$$M_t(\alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \alpha \left(\frac{(1-\alpha)^2}{l^2}\right) \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \alpha^2 \left(\frac{1-\alpha}{l^2}\right) \left(\frac{x}{l}\right) \text{ pour } \alpha \geq x \quad (97)$$

En prenant :

$x = l / 2 = 1,275$ m et $l = 2,55$ m, on a :

$$M_t(\alpha) = \frac{\alpha^2}{5} \text{ pour } \alpha \leq x$$

$$M_t(\alpha) = 0,2\alpha^2 - \alpha + 1,275 \text{ pour } \alpha \geq 1,275 \text{ m} \quad (98)$$

La surface S engendrée par cette ligne d'influence est :

$$S = \int_0^{1,275} \frac{\alpha^2}{5} dx + \int_{1,275}^{2,55} (0,2\alpha^2 - \alpha + 1,275) dx \quad (99)$$

$$\Rightarrow S = 0,293$$

Valeurs de M_t (α) en fonction de α sont:

α	0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,275	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,55
M _t	0	0,0125	0,050	0,1125	0,2000	0,3251	0,2250	0,1375	0,075	0,038	0,0200	0

I-3-1-3 Lignes d'influence des efforts tranchants :

a) la fonction d'influence à l'appui est donnée par la relation :

$$T_A(\alpha) = \frac{(2,55 - \alpha)^2}{2,55^3} (2,55 + 2\alpha) \quad (100)$$

- ♦ la courbe représentative de cette fonction présente une pente 0 au point d'abscisse 0 et une pente nulle aussi pour $\alpha = 2,55$ m

- ♦ la surface S engendrée par la ligne d'influence est :

$$S = \int_0^{2,55} T_A(\alpha) dx = \int_0^{2,55} \frac{(2,55 - \alpha)^2 (2,55 + 2\alpha)}{2,55^3} dx = 1.275 \text{ m} \quad (101)$$

Voici les différentes coordonnées permettant de tracer cette ligne :

α	0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,275	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,55
T_A	1,000	0,9330	0,8997	0,7913	0,6592	0,5000	0,3690	0,2335	0,1194	0,0382	0,0011	0

b) La fonction d'influence à une section d'abscisse X est donnée par :

Pour $\alpha \leq x$, $T(\alpha, X) = T_A(\alpha) - 1$

Pour $\alpha > x$, $T(\alpha, X) = T_A(\alpha)$ (102)

Considérons 3 sections : $X = 0,50$ m ; $X = 1,00$ m ; $X = 1,275$ m

Les tableaux ci-après permettent de tracer les lignes d'influence relatives aux 3 sections que nous venons de considérer :

$X = 0,50$ m

α	0	0,25	(0,50)-	(0,50)+	0,75	1,00	1,275	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,55
$T_{0,50}$	0	-0,0670	-0,1003	0,8997	0,7913	0,6592	0,5000	0,3690	0,2335	0,1194	0,0382	0,0011	0

$X = 1,00$ m

α	0	0,25	0,50	0,75	(1,00)-	(1,00)+	1,275	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,55
$T_{1,00}$	0	-0,0670	-0,1003	-0,2087	-0,3408	0,6592	0,5000	0,3690	0,2335	0,1194	0,0382	0,0011	0

X= 1,275m

α	0	0,25	0,50	0,75	1,00	(1,275)-	(1,275)+	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,55
$T_{1,275}$	0	-0,0670	-0,1003	-0,2087	-0,3408	-0,500	0,5000	0,3690	0,2335	0,1194	0,0382	0,0011	0

I-3-2 Sollicitations :

I-3-2-1 Moments fléchissants :

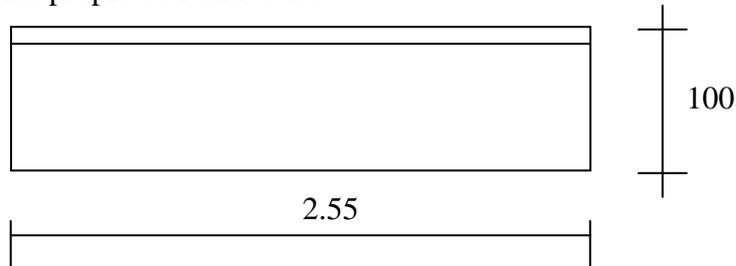
a) Moments fléchissant aux appuis :

Les charges à considérer sont :

- les charges permanentes
- les surcharges B

a1- charges permanentes :

- ♦ poids propre de l'entretoise

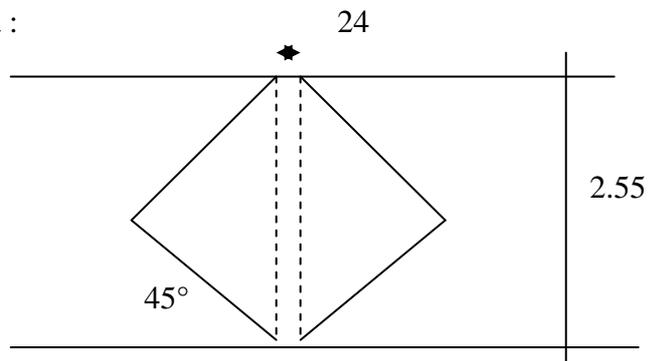


$$g = 0,24 * 2,55 * 0,82 * 2,5 = 1,26 \text{ T}$$

- ♦ Poids de la dalle

Nous admettons que la répartition des charges se fait à 45°

En effet, on a :



$$g_2 = 2,5 * [2 * (2,55 * 1,275/2) * 0,18 + (0,18 * 0,24 * 2,55)] = 1,739 \text{ T}$$

$$\Rightarrow \underline{g_2 = 1,7369 \text{ T}}$$

♦ Poids du revêtement

$$g_3 = 2,2 * [(1,275 * 2,55 * 2) + (0,24 * 2,55)] * 0,33 = 0,255 \text{ T}$$

D'où le poids total des charges permanentes :

$$G = g_1 + g_2 + g_3 = 1,26 + 1,739 + 0,255 = 3,254 \text{ T} \quad (103)$$

$$G = 3,254 \text{ T}$$

On suppose que cette charge se répartisse uniformément sur la longueur de l'entretoise. On a donc :

$$g = G / 2,55 = 3,254/2,55 \Rightarrow g = 1,276 \text{ T/ml} \quad (104)$$

Le moment dû à la charge permanente est donc :

$$M(g) = g * S \quad (105)$$

Où S : la surface engendrée par la ligne d'influence du moment fléchissant à l'appui A

$$M(g) = 1,276 * (-0,55) = -0,702$$

$$\Rightarrow M(g) = -0,702 \text{ Tm}$$

a2 – Système Bc (essieu de 10 T)

La position la plus défavorable est obtenue par une roue de 5 tonnes appliquée à la plus grande ordonnée égale à 0,3779

$$M(B_c) = 5 * 1,136 * (-0,3779) = -2,147$$

$$\underline{M(B_c) = -2,147 \text{ Tm}}$$

a3 – Système Be (essieu isolé de 20 T)

Le système Be occupe l'entretoise de l'abscisse 0,00 à l'abscisse 2,50 m

On admet que cette charge se répartisse uniformément sur cette longueur 2,50 m

$$q = 20 * 1,136 / 2,5 = 9,088 \text{ T/ml}$$

Le moment se calcule par la relation :

$$M(B_e) = q * S' \text{ avec } S' = \int_0^{2,5} -\alpha \frac{(2,55 - \alpha)^2}{6,50} dx = -0,5421 \quad (106)$$

$$M(Be) = 9,088 * (-0,5421) = -4,926$$

$$\underline{M(Be) = -4,926 \text{ Tm}}$$

a4 – Système Br (roue isolée de 8 T)

La position la plus défavorable est obtenue en appliquant la roue de 8 tonnes sur la plus grande ordonnée de la ligne d'influence du moment fléchissant.

$$\text{En effet, } M(B_r) = 8 * 1,136 * (-0,3779) = -3,434 \text{ Tm}$$

$$\underline{M(B_r) = -3,434 \text{ Tm}}$$

a5 – Moment fléchissant aux appuis :

Le cas le plus défavorable des surcharges est celui de Be

$$\text{Donc : } M_{\text{ap}}^{\text{Els}} = M(g) + M(Be) = -0,702 + (-4,926) = -5,628 \text{ Tm} \quad (107)$$

$$M_{ap}^{Elu} = 1,35 M (g) + 1,5M(Be) = 1,35 (-0,702) + 1,5 (-4,926) = -8,337 \text{ Tm} \quad (108)$$

$M_{ap}^{ELS} = -5,628 \text{ Tm}$ $M_{ap}^{ELU} = -8,337 \text{ Tm}$

b) Moments fléchissant en travée :

b1- Charges permanentes :

$$M(g) = g \cdot S = 1,276 * 0,293 = 0,374 \text{ Tm} \quad (109)$$

$$\underline{M(g) = 0,374 \text{ Tm}}$$

b2- Système Bc :

La position la plus défavorable est obtenue par une roue de 5 T se trouvant au droit de l'abscisse 0,00 et l'autre à l'abscisse 2,00 m de l'entretoise

$$\text{En effet, } M(Bc) = 5 * 1,136 * 0,075 = 0,426 \text{ Tm}$$

$$\underline{M(Bc) = 0,426 \text{ Tm}}$$

b3- Système Be :

On place l'essieu isolé de 20T au milieu de l'entretoise

$$S' = \int_{0,025}^{1,275} \frac{\alpha^2}{5} dx + \int_{1,275}^{2,525} (0,2\alpha^2 - \alpha + 1,275) dx = 0,2919$$

$M(Be) = q * S'$ en supposant que la densité de charge obtenue par la réparation de 20 T est sur toute la longueur de 2,50m

$$M(Be) = 9,088 * 0,2919$$

$$\underline{M(Be) = 2,65 \text{ Tm}}$$

b4- Système Br :

La position la plus défavorable est obtenue en appliquant la roue de 8 tonnes sur la plus grande ordonnée de la ligne d'influence du moment fléchissant :

$$M(\text{Br}) = 8 * 1,136 * 0,3251$$

$$\underline{M(\text{Br}) = 2,96 \text{ Tm}}$$

b5- Moment fléchissant en travée :

Le cas le plus défavorable des surcharges est celui de Br

$$\text{Donc : } M_{\text{tr}}^{\text{ELS}} = 0,374 + 2,96 = 3,34 \text{ Tm}$$

$$M_{\text{tr}}^{\text{ELU}} = (1,35 * 0,374) + (1,5 * 2,96) = 4,96 \text{ Tm} \quad (110)$$

$$M_{\text{tr}}^{\text{ELS}} = 3,34 \text{ Tm}$$

$$M_{\text{tr}}^{\text{ELU}} = 4,95 \text{ Tm}$$

I-3-2-2 Efforts tranchants :

c1- Charges permanentes :

L'effort tranchant dû aux charges permanentes se calcule par la relation :

$$T_g = g * S \quad (111)$$

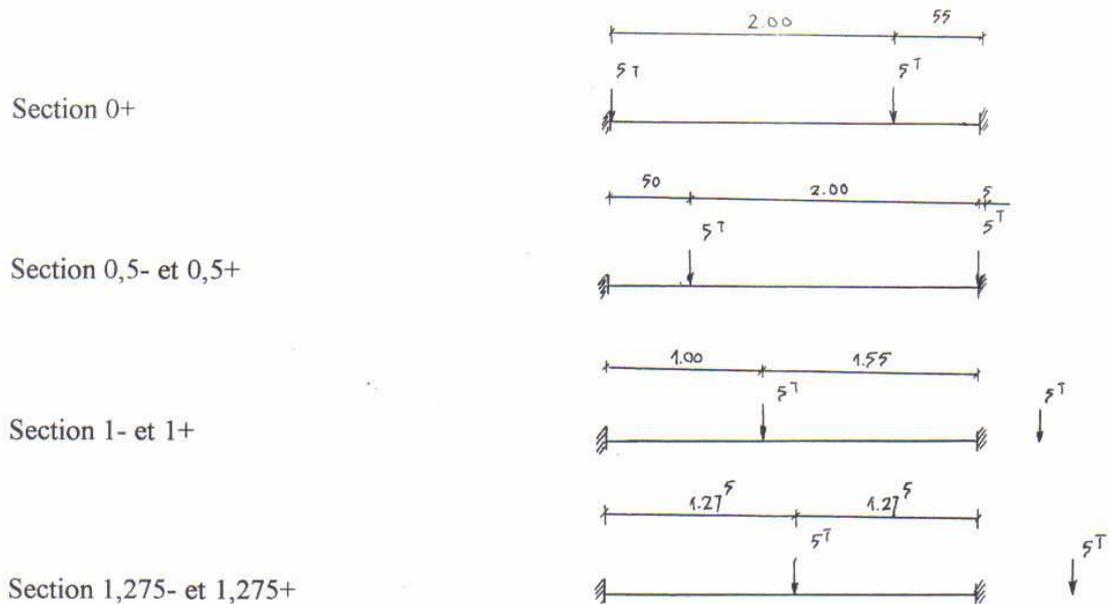
où g : la densité de charge = 1,276 T/ml

S : la surface de la ligne d'influence de l'effort tranchant

Sections	g	S	T
0	1,276	1,275	1,627
050	1,276	0,775	0,989
100	1,276	0,275	0,351
1275	1,276	0	0

c2- Système Bc :

Les positions les plus défavorables sont obtenues par les figures ci-dessous :



L'effort tranchant se calcule par la formule :

$$T = P_i \cdot y_i \quad (112)$$

où P_i est le poids de la roue considérée

y_i : ordonnée de la ligne d'influence de l'effort tranchant relative à P_i

On donne les résultats dans le tableau ci-dessous :

Sections	$P_i \cdot S$	$\Sigma y_i(+)$	$\Sigma y_i(-)$	T(Be)	
0	5,68	1,1194	0,0000	0,0000	6,358
0,5	5,68	0,9008	-0,1003	-0570	5,117
1	5,68	0,6592	-0,3408	-1936	3,744
1,275	5,68	+0,5000	-0,5000	-2840	2,840

c-3/ Système Be :

On suppose que son poids se répartisse uniformément sur la longueur de 2,5m. $q = 9,088$ T/ml

L'effort tranchant est calculé par la relation :

$$T(B_c) = q * S' \quad (113)$$

Où S' : surface de ligne d'influence de l'effort tranchant engendrée par l'essieu B_e

Sections	Q	S'		T(B _c)	
		-	+	-	+
0	9,088	0,0000	1,2750	0,0000	11,587
0,5	9,088	- 0,0173	0,7923	- 0,1572	7,201
1	9,088	- 0,1236	0,3986	-1,1233	3,6224
1,275	9,088	- 0,2391	0,2391	- 2,1729	2,1729

c-4/ Système B_r :

On place la roue isolée de 8 T sur la plus grande ordonnée de la ligne d'influence pour avoir l'effet défavorable.

L'effort tranchant T se calcule par :

$$T = p * y_i \text{ où } P : \text{ le poids de la roue : } 8 * 1,136 = 9,088 \text{ T}$$

y_i : ordonnée de la ligne d'influence de T

Section	P	Y _i		T(B _r)	
		-	+	-	+
0	9,088	0,0000	1	0,0000	9,088
0,5	9,088	-0,1003	0,8997	-0,9115	8,176
1	9,088	-3,3408	0,6592	-3,0972	5,99
1,275	9,088	-0,500	0,500	-4,544	4,544

c-5 / Effort tranchant résultant :

Section	Max [T(B _c) ; T (B _e) ; T(B _r)]	
	-	+
0	0,0000	11,587
0,5	-0,9115	8,176
1	-3,097	5,990
1,275	-4,544	4,544

Section / T	T(g)	T(B)	T ^{ELS}	T ^{ELU}
0	1,627	11,587	13,214	19,577
0,5	0,989	8,176	9,165	13,599
1	0,351	5,990	6,341	9,459
1,275	0	4,544	4,544	6,816

Récapitulation des sollicitations :

Sollicitations/Sections		0	0,5	1	1,275
Efforts tranchants [T]	ELS	13,214	9,165	6,341	4,544
	ELU	19,577	13,599	9,459	6,816
Moments fléchissants [Tm]		SUR APPUI		SUR TRAVEE	
	ELS	-5,628		3,34	
	ELU	-8,337		4,95	

I-3-3 Calcul des armatures :

I-3-3-1 Section de calcul des armatures :

La section de calcul pour le diaphragme est une section rectangulaire de dimension (1,00 X 0,24) m²

L'enrobage est fixé à 5 cm

Les caractéristiques des matériaux à utiliser sont les suivants :

Béton dosé à 350 kgs

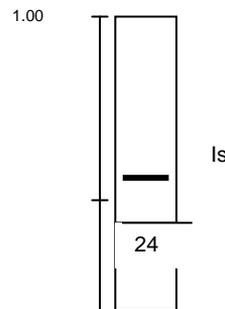
- $f_{c28} = 25$ Mpa
- $\delta_{bc} = 14,12$ Mpa
- $F_{t28} = 2,10$ Mpa

Acier feE400, type 1 à haute adhérence

$F_c = 400$ MPA

$$\mu_l = 0,392$$

Fissuration préjudiciable



Armature longitudinales en travée : $M_{tr}^{ELU} + 4,95 \text{ Tm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_s * b * d^2}, \quad (114) \quad \mu = \frac{4,95 * 10^4}{14,12 * 24 * 95^2} = 0,0162$$

$$\mu = 0,0162 \quad \pi \quad \mu_l = 0,392$$

⇒ La section ne comportera donc que des armatures tendues et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = 0,0162 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s * \beta * d} = 4,95 * 10^4 / 0,992 * 95 * 348 = 1,51 \text{ cm}^2 \quad (115)$$

$$\text{Il faut que } A \geq \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 24 * 95 (2,10/400) = 2,75 \text{ cm}^2 \quad (116)$$

On prend

$$A = 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

b- Armatures longitudinales aux appuis :

$$M_{ap}^{ELU} = 8,337 \text{ Tm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{8,337 * 10^4}{14,12 * 24 * 95^2} \quad (117)$$

$$\mu = 0,027 \quad \pi \quad \mu_l = 0,392$$

⇒ la section ne comportera donc que des armatures tendues et $\delta_s = 348 \text{ MP}_a$

$$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,9865$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{8,337 * 10^4}{0,9865 * 95 * 348} = 2,57 \text{ cm}^2 \quad (118)$$

Il faut que $A > 2,75 \text{ cm}^2$

On prend

$$A = 2\text{HA}14 + 3,08 \text{ cm}^2$$

c- Armatures de peau

Dans notre cas, les fissurations sont jugées préjudiciables donc, nous adoptons 3 cm² d'armature de peau par 1 ml de parement

d'où 1 HA8 ; e = 16 cm

d- Armature transversale :

- La disposition des armatures longitudinales nous oblige pour celle transversale de prendre 1 cadre à chaque cours.
- Le diamètre des armatures transversales est déterminé par :

$$\Phi_t < \inf (h/35 ; \Phi_1 ; b_0/10 ; 10) \quad (119)$$

$$< \inf (28,57 ; 14 ; 24 ; 10)$$

d'où

$A_t = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- L'espacement est donné par la formule :

$$S_t \pi \frac{A_t (0,8 * f_e)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,57 * 0,8 * 400}{24 \left(\frac{V_u * 10^4}{24 * 95} - (0,3 * 2,1) \right)} \quad (120)$$

$$S_t \pi \frac{20,94 * 2280}{V_u * 10^4 - (14 * 36,4)}$$

$$\Rightarrow S_t \pi \frac{47743,2}{V_u * 10^4 - 1436,4}$$

Section	Appui	mi-travée
St(cm)	20	70

J- Dimensionnement de l'infrastructure :

J-1 Appareils d'appui :

Les appareils d'appui servent à transmettre les charges normales entre les structures et ses supports. Ils permettent en même temps d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et translation de la structure.

Parmi les différents types d'appareils d'appui nous adoptons pour ce présent projet les appareils d'appui en élastomère fretté, procédé FREYSSINET. Ce sont les appareils d'appui appelés STUP.

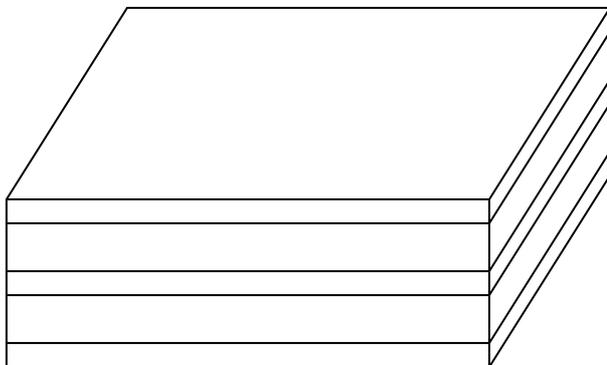
Les caractéristiques de ces appareils sont les suivants :

Module d'élasticité transversale : $G = 0,8 \text{ Mpa}$

Dureté Shore : Sh A =60

Les différents épaisseurs existants, couramment utilisés sont :

t : épaisseur de l'élastomère	Frettés intermédiaires	Frettés extérieures
8	2	1
10	3	1,5
12	3	1,5
20	4	2



$T = nt$

- ♦ Frette intermédiaire = ts
- ♦ Frettes extérieures = $ts/2$
- ♦ Feuillet d'élastomère = t

Les dimensions indiquées sont les dimensions standard courantes.

1/° Dimensionnement des appareils d'appui,

Pour le dimensionnement des appareils, nous allons suivre la méthode exposée dans « Appareils d'appui en élastomère fretté du S.E.T.R.A. »

Cette méthode comprend des vérifications à faire pour en déterminer les dimensions des appareils d'appui

Ces vérifications sont :

- 1) la contrainte moyenne de compression ne peut dépasser 15 Mpa.
- 2) La contrainte de cisaillement τ_{h1} due à la température, retrait fluage, est limitée à $\tau_{h1} \leq 0,5G$ (121)
- 3) les dimensions en plan de l'appareil sont données par les conditions de non flambement. C'est-à-dire la hauteur nette d'élastomère devrait vérifier :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad (122)$$

- 4) la contrainte de cisaillement τ_h due au plus grand effort horizontal dynamique doit vérifier $\tau_h \leq 0,7G$ (123)

5) pour les différents cas de charge, la somme des contraintes de cisaillement respecte la condition :

$$\tau_N + \tau_h + \tau_\alpha \pi 5G \quad (124)$$

avec

τ_N : effort de cisaillement sous un effort normal

τ_h : effort de cisaillement sous un effort horizontal

τ_α : effort de cisaillement dû à la rotation de l'appareil

6) la condition de non-soulèvement

$$\alpha_t \leq \frac{3 * t^2 * \sigma_m}{\beta * a^2 * G} \quad (125)$$

avec

α_t : angle de rotation d'un feuillet élémentaire

σ_m : contrainte moyenne de compression

t : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire élastomère

a : dimension en plan du côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage

β : coefficient de forme

$$\beta = \frac{a * b}{2t(a + b)} \quad (126)$$

7) la condition à vérifier pour l'épaisseur des frettes est

$$t_s \geq \frac{a * \sigma_m}{\beta * \sigma_e} \quad (127)$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif des frettes.

2°/ Calcul des appareils d'appui :

Dans le présent projet, au droit de la ligne d'appui, il y a deux appareils (un appareil à chaque extrémité de la poutre). Les efforts et déformations sont les suivants :

	Charges verticales [T]	Rotation (en rd)	Efforts horizontaux (freinage) [T]
Poids propre + superstructures	33,55	-0,2.10 ⁻³	
Surcharge A(l)	77,8/8	-0,3.10 ⁻³	3,90
Surcharge B(c)	79,79	-0,12.10 ⁻³	25

Raccourcissement : retrait fluage : $11,55 \cdot 10^{-3} \text{m}$

Température : longue durée : $9,38 \cdot 10^{-3} \text{m}$

courte durée : $15 \cdot 10^{-3} \text{m}$

- Aire de l'appareil d'appui :

La contrainte moyenne de compression ne peut dépasser 15 Mpa on obtient donc pour un appareil, avec la réaction verticale maximale :

$$a * b \phi \frac{0,5(33550 + 79790)}{150} = 400 \text{cm}^2 \quad (128)$$

- hauteur nette d'élastomère :

$$\tau_{hl} \leq 0,5G \Rightarrow G * \tan \gamma_1 \leq 0,5G \quad (129)$$

Soit $\tan \gamma_1 \leq 0,5$ et $T \geq 2u_1$

On aura ici, en tenant compte du raccourcissement dû à la température de courte durée :

$$T \phi \frac{(11,55 + 15)10^{-3}}{0,5} = 53 \text{mm} \quad (130)$$

Nous choisissons 5 feuillets de 12mm

- dimensions en plan de l'appareil :

La condition de non-flambement et la condition d'épaisseur minimale pour les irrégularités de la surface de pose :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \text{ avec } a < b \quad (131)$$

Pour notre projet $T=60 \text{mm}$

Donc $30 \text{cm} < a < 60 \text{cm}$

Comme $ab > 400 \text{ cm}^2$

Nous prenons donc les dimensions standards existants : 300 * 500

- Il convient de vérifier ensuite la condition $\tau_h < 0,7G$ (132)

- $\tau_h = \tau_{h1} + 0,5\tau_{h2} = G \tan \gamma_1 + \frac{0,5H_2}{a*b}$ (133)

- $\tan \gamma_1 = 11,55 + \frac{9,38}{5*12} = 0,35$ (134)

$H_2 = 25.000/2 = 12500$ Kg pour un appareil

(le plus grand effort horizontal dynamique est provoqué ici par le freinage du convoi B_c)

$$\tau_h = \frac{(8*0,35) + (0,5*12500)}{30*50} = 6,97 \text{Kg/cm}^2 = 0,68 \text{Mpa} \quad (134)$$

or $0,7 G = 0,56 \text{Mpa}$

on voit donc $\tau_h > 0,7G$

Il faut donc changer les dimensions en plan.

Prenons 450*500

a- premier cas de charge : réaction verticale maximale A(l) et freinage correspondant :

$$\tau_N = \frac{1,5\sigma_m}{\beta} \quad (135) \text{ pour un appareil d'appui}$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2} [33550 + 77880/45 * 50] = 24,76 \text{kg/cm}^2 \quad (136)$$

$$\beta = (45 * 50) / (2 * 1,2 * (45 + 50)) = 9,87 \quad (137)$$

$$\tau_N = 1,5 * 24,76 / 9,87 = 3,76 \text{kg/cm}^2 \quad (138)$$

$$\tau_h = \tau_{h1} + 0,5\tau_{h2} = G \tan \gamma_1 + \frac{0,5H_2}{a*b} \quad (139)$$

$H_2 = 3900/2 = 1950$ kg

$$\tau_h = (8 * 0,35) + \frac{0,5 * 1950}{45 * 50} = 3,23 \text{ kg/cm}^2 \quad (140)$$

$$\tau_\alpha = \left(\frac{G}{2} \right) \left(\frac{a}{t} \right)^2 * \alpha * t \quad (141)$$

l'ouvrage devant être coulé en place, on prendra $\alpha_0 = 3/1000 \text{ rd}$

Pour un appareil de 5 feuillets de 12 mm

$$\alpha_t = (\alpha + \alpha_0) / 5 = (0,2 + 0,3 + 3) / 5 \cdot 10^{-3} = 0,7 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$= 8/2 \cdot [45/1,2]^2 \cdot 0,7 \cdot 10^{-3} = 3,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N + \tau_h + \tau_\alpha = 3,76 + 3,23 + 3,94 = 10,93 \text{ kg/cm}^2 = 1,07 \text{ Mpa} < 5G = 4 \text{ Mpa}$$

b- deuxième cas de charge : convoi Bc avec l'effort horizontal de freinage

$$\tau_N = 1,5/9,87 * 1/2(33550 + 79790)/550 = 3,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_h = 5,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_\alpha = 8/2 [45/1,2]^2 * (0,2 + 0,12 + 3) * 10^{-3} = 18,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N + \tau_h + \tau_\alpha = 3,83 + 5,4 + 18,67 = 27,9 \text{ soit } 2,73 \text{ MPa} < 5G = 4 \text{ MPa}$$

c- troisième cas : déformation horizontale maximale, avec action de courte durée de la température, sans surcharge :

$$\tau_N = 1,5/9,87 * 1/2 \cdot 33550 / 45 \cdot 50 = 1,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_h = \tau_{h1} = G \tan \gamma_1 = 8 * 0,35 = 2,8 \text{ kg/cm}^2 \quad (141)$$

$$\tau_\alpha = 8/2 \cdot [45/1,2]^2 \cdot (0,273/5) \cdot 10^{-3} = 3,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N + \tau_h + \tau_\alpha = 1,13 + 2,8 + 3,6 = 7,53 \text{ kg/cm}^2 = 0,73 \text{ Mpa} < 4 \text{ Mpa}$$

• la condition de non-soulèvement s'écrit

$$\alpha_t \leq \frac{3 * t^2 * \sigma_m}{\beta * a^2 * G} \quad (142)$$

$$(0,2+0,12+3) \cdot 10^{-3} < 3/9,87 \cdot (1,2/45) \cdot (33550+79790/2 \cdot 45 \cdot 50) \cdot 1/8$$

$$\Rightarrow 0,62 \cdot 10^{-3} \leq 0,68 \cdot 10^{-3}$$

la condition à vérifier est :

$$t_s \geq \frac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_e} \quad (143)$$

les frettes ont a priori une épaisseur de 3mm

$$T_e = 235 \text{ Mpa} = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_m = 33550 + 79790/2 \cdot 45 \cdot 50 = 25,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_s > 450/9,87 \cdot 25,19/2350 = 0,49 \text{ mm} < 3 \text{ mm}$$

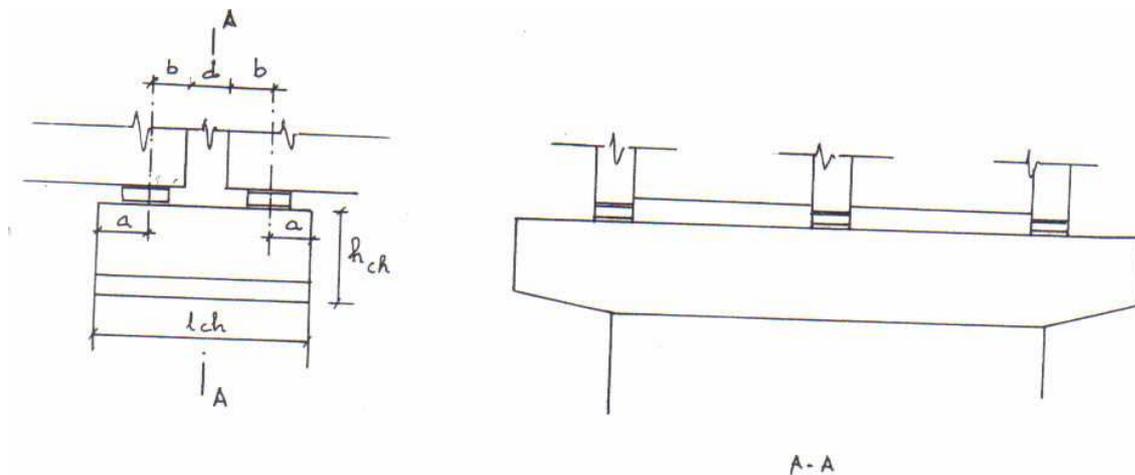
En résumé, les dimensions de l'appareil d'appui sont :

$$A=450\text{mm} \quad b=500\text{mm} \quad T=60\text{mm}$$

J-2 Calcul du chevêtre

Les dimensionnements du chevêtre sont donnés par :

$$l_{ch} = 2(a+b)+d \quad (144) \quad \text{avec } a > 45\text{cm} ; d > 5\text{cm} ; b = 12\text{cm}$$



Prenons $l_{ch} = 1,40\text{m}$ (largeur de la chevêtre)

$h_{ch} = 1,30\text{m}$ (hauteur de la chevêtre)

Charge appliquée sur le chevêtre

- ♦ La poutre principale extérieure (y compris revêtement, trottoir, parapet) a pour charge permanente $g = 3,05\text{T/ml}$

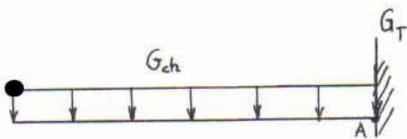
D'où $G = 3,05 * 22 = 67,10\text{T}$

- ♦ Le poids de l'entretoise est donné par, en supposant que la moitié de l'entretoise est supportée par cette poutre
- ♦ $G_{ext} = 0,24 * 0,82 * 1,275 * 2,5 * 5 = 3,14\text{T}$
- ♦ $\Rightarrow G_T = G + G_{ext} = 37,10 + 3,14 \quad (145)$
- ♦ $\Rightarrow G_T = 70,24\text{T}$

Supposons que le poids propre du chevêtre se répartisse suivant sa longueur, donc :

$G_{ch} = 1,40 * 1,30 * 2,5 = 4,55 \text{ T/ml}$

Le schéma de calcul est le suivant :



On calcule le moment d'encastrement M_A :

$$M_A = \frac{G_{ch} * l^2}{2} = 4,55 * 1,35^2 / 2 \quad (146)$$

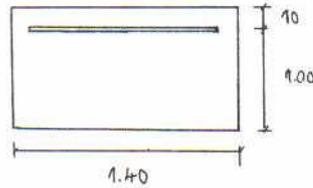
$$\Rightarrow \underline{M_A = 4,146 \text{ Tm}}$$

L'effort tranchant en A

$$T = G_T + (G_{ch} * l) = 70,24 + (4,55 * 1,35) \quad (147)$$

$$\Rightarrow T = 76,83 \text{ T}$$

J.2 .1 Calcul du ferrailage :



- Armature longitudinale :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (148)$$

$$M = 40631 \text{ Nm}$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \mu = 40631 / 14,2 * 140 * 100^2 = 0,204 < \mu_l = 0,392$$

$$b = 140 \text{ cm}$$

$$d = 100 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,288 \quad (149)$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,288 = 0,885 \quad (150)$$

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} \quad (151)$$

$$M = 4063 \text{ Nm}$$

$$\beta = 0,885$$

$$\Rightarrow A = \frac{40631}{0,885 * 100 * 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$d = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{il faut que } A > 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \quad (151)$$

$$\frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 140 * 100 * 2,1 / 400 = 16,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A = 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$$

- Armature transversale :

Selon les règlements de B.A.E.L.83

- ♦ $S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(90 ; 40) \quad (152)$
- ♦ $S_t \leq 40\text{cm}$
- ♦ $\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi ; b/10) = \min(1100/35 ; 20 ; 1400/10) \Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm} \quad (153)$

Prenons comme armature droite transversale $\phi_t = 14 \text{ mm}$, la fissuration est préjudiciable, d'où l'espacement :

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \cdot b \quad (154)$$

$$A_t = 3,08\text{cm}^2$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow S_t \leq 3,08 * 400 / (0,4 * 140) \rightarrow S_t \leq 22 \text{ cm}$$

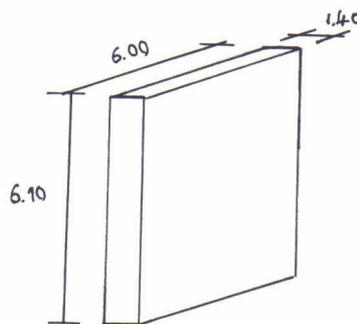
$$b = 140 \text{ cm}$$

$\phi_t = 14 \text{ mm}$ $S_t = 20 \text{ cm}$

J-3- Fût de la pile :

Pour bien transmettre les efforts venant du tablier à la semelle de liaison, le fût de la pile est en massif de béton armé.

Le schéma de calcul sera le suivant :



Nous avons un grand poutre de hauteur $h=6,10\text{m}$, et de portée $L=6\text{m}$

$\Rightarrow L/2=3\text{m}$ $h=6\text{m} \Rightarrow h > l/2 \Rightarrow$ la poutre est considérée comme une paroi fléchie.

Pour déterminer les armatures, nous allons utiliser les règles B.A.E.L 91.

J.3.1- Notation :

On désigne par :

l_t : la portée de la paroi entre axes des appuis

$$l_t = 5,40\text{m}$$

l_0 : la portée entre nus des appuis

$$l_0 = 4,60\text{ m}$$

l : la portée de calcul

$$l = \min (l_t ; 1,15l_0) \Rightarrow l = 5,29\text{m}.$$

h : hauteur total de la paroi

$$h = 6,10\text{ m}$$

z : le bras de levier du couple des forces internes à prendre en compte dans la détermination des armatures principales.

p : la charge appliquée par unité de longueur de la paroi sous la combinaison d'action prise en compte dans le calcul.

$M_{0,u}$: le moment ultime de référence

$$M_{0,u} = \frac{p * l^2}{8} \quad (155)$$

$V_{0,u}$: l'effort tranchant ultime de référence

$$V_{0,u} = \frac{p * l}{2} \quad (156)$$

⇒ la contrainte tangente conventionnelle correspondante définie par :

$$\tau_{0,u} = \frac{V_{0,u}}{b_0 * l} \quad \text{car } h > l \quad (157)$$

G : charge permanente agissant sur le fût (superstructure, chevêtre, poids propre du fût).

$$G = 378,03 \text{ T}$$

Q : surcharge

$$Q = 241,32 \text{ T}$$

$$\text{A l'E.L.U} \quad P = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P = 872,32 \text{ T} \Rightarrow p = 145,4 \text{ t/ml} \quad (158)$$

$$\text{A l'E.L.S} \quad P = G + Q \Rightarrow P = 619,31 \text{ T} \Rightarrow p = 103,23 \text{ t/m} \quad (159)$$

J.3.2- Calcul des armatures :

L'épaisseur de la paroi doit avoir :

$$b_0 \geq \max \left\{ 3,75 \frac{p}{f_{c28}} ; 0,14 * l \left(\frac{p}{f_{c28} * h} \right)^{1/3} \right\} \quad (160)$$

Etant donné que la paroi est susceptible d'être en contact avec le milieu agressif (l'eau), nous allons prendre donc les sollicitations de service.

$$\Rightarrow p = 103,23 \text{ t/ml}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 240 \text{ Mpa}$$

$$3,75 \left(\frac{p}{f_{c28}} \right) = 3,75 (103,23 / 2500) = 0,16 \text{ m}$$

$$0,14 * l * \left(\frac{p}{f_{c28} * h} \right)^{1/3} = 0,14 * 5,29 (103,23/2500 * 6,10)^{1/3} = 0,14 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_0 \geq 16 \text{ cm}$$

Or d'après le schéma de calcul, et pour avoir une bonne répartition des charges nous avons :

$$\underline{b_0 = 1,40 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow M_{0,u} = \frac{p * l^2}{8} = 361,10 \text{ Tm}$$

$$V_{0,u} = \frac{p * l}{2} = 273,1 \text{ T}$$

Les armatures principales inférieures sont données par :

$$A = \frac{M_{0,u}}{z * \sigma_s} \quad (161)$$

Avec $z = 0,6l$ car $h > l \Rightarrow z = 3,174 \text{ m}$

$$\Rightarrow \frac{M_{0,u}}{z * \sigma_s} = \frac{361,10 * 10^5}{317,4 * 2400} = 47,40 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{\text{prenons } 10\phi 25}$$

Nous allons donc prendre $\rho_h = 0,8\text{‰} \Leftrightarrow \frac{A_h}{b_0 * S_h} = 0,0008$ (162)

En prenant $A_h(5\phi 10) = 3,925 \text{ cm}^2$

L'espaceur des armatures horizontales est $S_h = 35 \text{ cm}$

$$A_h = 5\phi 10$$

$$S_h = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{0,75 * \tau_0}{\sigma_s} = 0,0011 \phi \rho_h \Rightarrow (163) \text{ les armatures horizontales s'étendent sur toutes la}$$

longueur de la travée.

Les armatures horizontales du réseau supérieur sont :

$$\rho'_h = \frac{3\rho_h}{5} = 0,48\text{‰} (164) \text{ avec un minimum de } \frac{0,30\tau_0}{\sigma_s} (165)$$

si nous prenons $A_h = 3,925 \text{ cm}^2$, nous obtenons $S_h = \frac{A_h}{0,00048 * b_0}$ (166)

$$S_h = 58 \text{ cm}$$

Finalement prenons : $A_h = 3,925 \text{ cm}^2$, $S_h = 50 \text{ cm}$

Ces armatures seront placées en deux nappes.

* les armatures verticales être déterminées par :

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_0 * S_v} \geq \frac{3\tau_0}{4 * \sigma_s} \text{ avec } \rho_v \geq \frac{0,8}{f_e} = 2\text{‰} (169)$$

A_v : Section d'un cours d'armatures verticales (cadres et étriers éventuelles)

S_v : espaceur de deux cours successifs

Comme armatures verticales prenons $\phi 8$, $A_v = (5\phi 8) = 2,513 \text{ cm}^2$

$$\tau_0 = \frac{V_o}{b_0 * l} \text{ car } h > l \Rightarrow \tau_0 = 36,87 \text{ T} (170)$$

$$\frac{3\tau_0}{4\sigma_s} = 1,1\text{‰} (171)$$

nous allons donc prendre $\frac{A_v}{b_0 * s_v} \geq 0,002 \Rightarrow S_v \leq 8,975$ (172)

$$\Rightarrow S_v = 8\text{cm}$$

*les armatures horizontales du réseau inférieur qui se répartissent entre 0,15h et 0,55h (0,90 et 3,55m) sont :

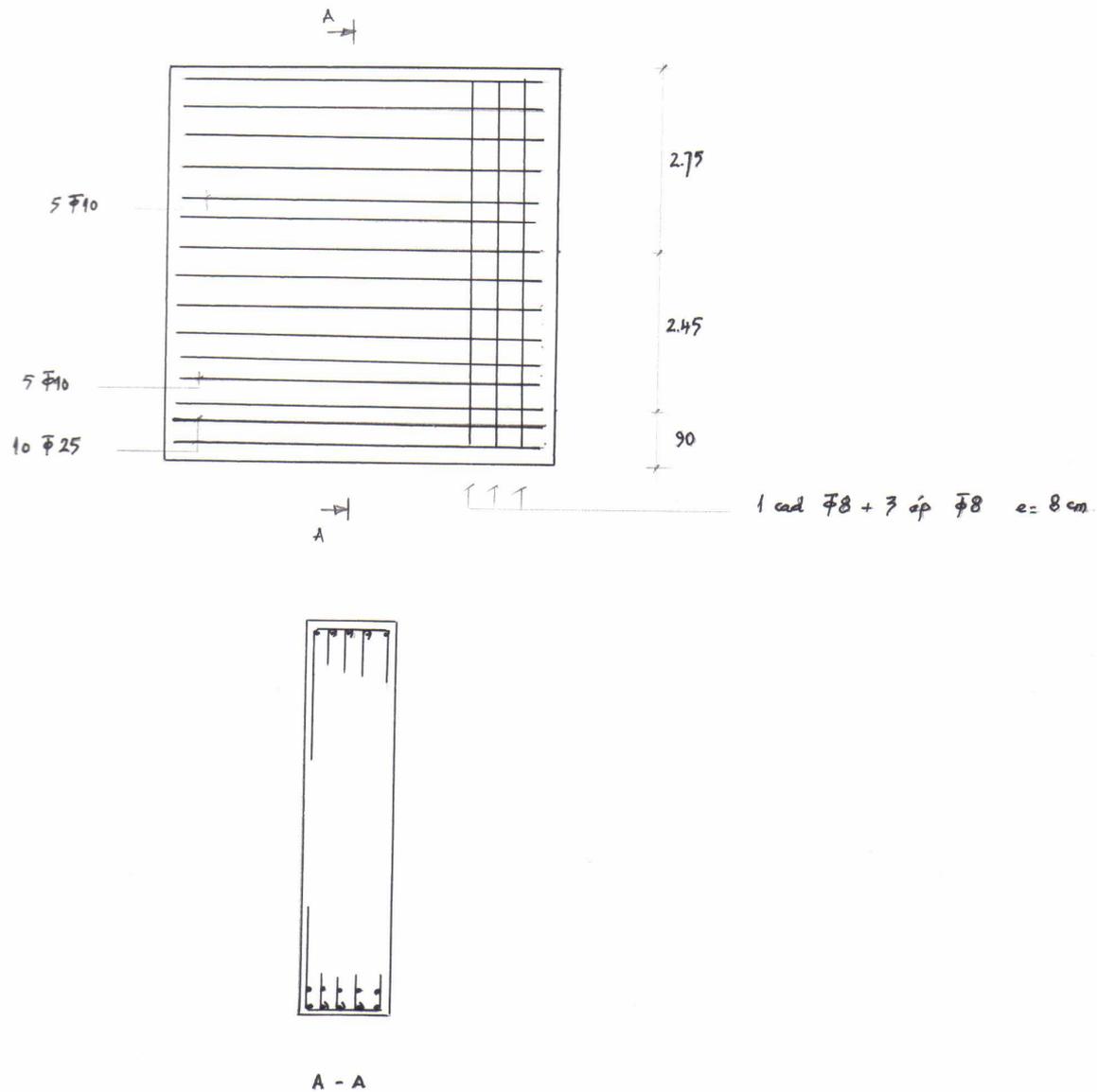
avec $h > l$ nous avons $\rho_h = 0,5 \left(0,6 + \left(\frac{15\tau_0}{f_{c28}} \right) \right) \left(\frac{\tau_0}{\sigma_s} \right)$ (173)

avec minimum de $\frac{0,5\tau_0}{\sigma_s} = 0,8\text{‰}$ (174)

après calcul on a $\rho_h = 0,47\text{‰}$

J.3.3- Disposition constructives :

La disposition constructive des armatures du fût est représentée par la figure suivante :



J-4- Semelle de liaison :

Pour pouvoir dimensionner la semelle de liaison de la pile, il faut connaître le nombre de pieux. En effet, elle dépend pratiquement du nombre de piles de pieux choisi et de leur

entr'axe, plus un débord sur tous les côtés d'environ un demi-diamètre de pieu pour assurer un ancrage correct des fers (cf ; Fond 72, fascicule 4)

D'après le pré dimensionnement que nous avons fait auparavant, il y a 4 pieux de 80 cm supportant la pile. La disposition des pieux est donc deux piles de deux pieux chacune.

D'après Fond 72

$$l = 3d = 3 \cdot 0,80 = 2,40 \text{ m}$$

$$B \geq l + 2d \quad (175) = 2,40 + (2 \cdot 0,80) = 4 \text{ m, on prend } B = 4,80 \text{ m}$$

h : épaisseur de la semelle

$$h \geq 1,20d \quad (176) = 1,20 \cdot 0,80 = 0,96 \text{ m}$$

soit $h > 1 \text{ m}$

donc :

$$l = 2,40 \text{ m} \quad B = 4,80 \text{ m} \quad h > 1 \text{ m} \quad d = 0,80 \text{ m}$$

Pour déterminer les armatures de la semelle de liaison, nous utilisons la méthode pour les semelles reposées sur 4 pieux. Nous avons la condition suivante, concernant l'inclinaison des bielles : $1 \leq \tan \theta \leq 1,4$ avec :

$$\tan \theta = \frac{2d}{\sqrt{a'^2 + b'^2} - \frac{1}{2}\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (177)$$

a' : entr'axe des pieux suivants le petit côté = 2,40m

a : côté du pile suivant le petit côté = 1,40m

d : épaisseur utile de la semelle

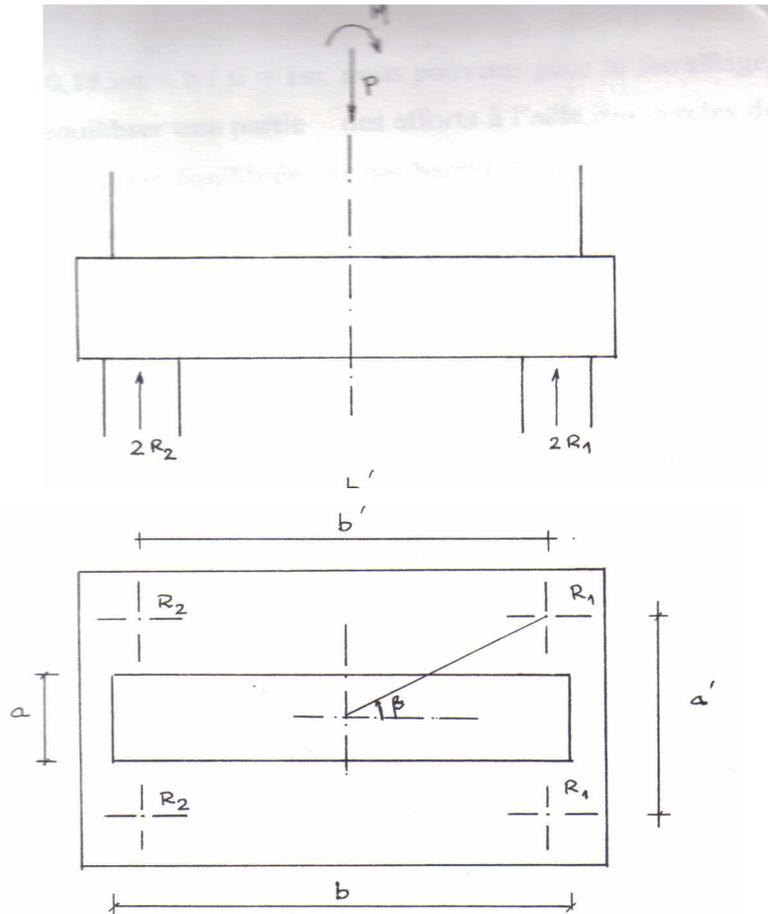
b' : entr'axe des pieux suivants le grand côté = 5,40m

b : côté de la pile suivant le grand côté = 6,00m

d'après cette condition nous devons prendre $d = 1,50 \text{ m}$

l'épaisseur réelle de la semelle sera donc $h = 1,60 \text{ m}$

d'où : $\tan \theta = 1,06$



L'équilibre de la construction nous donne :

$$2R_1 + 2R_2 = P \quad (178)$$

$$2R_2 \left(\frac{b'}{2} + e_0 \right) - 2R_1 \left(\frac{b'}{2} - e_0 \right) = 0 \quad (179)$$

comme $M = P \cdot e_0$ donc $R_1 = \frac{P}{4} + \frac{M}{2b'}$ et $R_2 = \frac{P}{4} - \frac{M}{2b'}$ (180)

les valeurs de P et M sont les suivantes :

$$P = 1002,87 \text{ T} \quad \text{et} \quad M = 185,75 \text{ Tm (cf annexe V)}$$

$$M = P \cdot e_0 \text{ d'où } e_0 = M/P = 185,75/1002,87 = 0,185 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{P}{4} + \frac{M}{2b'} = \frac{1002,87}{4} + \frac{185,75}{2 * 5,40} = 267,92 \text{ T}$$

$$R_2 = \frac{P}{4} - \frac{M}{2b'} = \frac{1002,87}{4} - \frac{185,75}{2 * 5,40} = 233,52 \text{ T}$$

Nous avons $e_0 = 0,185 \text{ m} < b/6 = 1 \text{ m}$, nous pouvons, pour le ferrailage, retenir la solution suivante qui consiste à équilibrer une partie des efforts à l'aide des cercles de section totale A_c , l'autre partie, soit, $(1-\alpha)$, étant équilibrée par des barres de section A_d disposées suivant chaque diagonale. On prend généralement : $0,4 < \alpha < 0,6$

Nous prenons $\alpha = 0,5$

$$A_c = \frac{0,5 R_1 * b'}{\sigma_s * \tan \theta * \sqrt{a'^2 + b'^2}} \quad (181)$$

$$A_d = \frac{0,5 * R_1}{\sigma_s * \tan \theta} \quad (182)$$

Donc, on aura

$$A_c = \frac{0,5 * 267,92 * 5,40}{348 * 10^{-2} * 1,06 * \sqrt{2,40^2 + 5,40^2}} = 33,19 \text{ cm}^2 \quad (183)$$

$$A_d = \frac{0,5 * 267,92}{348 * 10^{-2} * 1,06} = 36,32 \text{ cm}^2 \quad (184)$$

Soit

$A_c = 3\text{HA}40 = 37,70 \text{ cm}^2$ $A_d = 8\text{HA}25 = 39,27 \text{ cm}^2 \quad e = 10 \text{ cm}$
--

On doit vérifier que :

$$\frac{P_u}{a * b * \sin^2 \theta} \leq 1,5 * f_{c28} \Leftrightarrow \frac{P_u}{4 * S_0 * \sin^2 \theta} \leq 1,5 * f_{c28} \quad (185)$$

$$\frac{P_u}{a * b * \sin^2 \theta} = \frac{1002,87}{1,40 * 6 * 0,727^2} = 225,89 \text{ T/m}^2 \leq 1,5 * f_{c28} = 37,5 * 10^2 \quad (186)$$

$$= 37,5 * 10^2 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{P_u}{4 * S_0 * \sin^2 \theta} = \frac{1002,87}{4 * \frac{\pi * 0,80^2}{4} * 0,727^2} = 943,73 \text{ T/m}^2 < 1,5 f_{c28} = 37,5 * 10^2 \text{ T/m}^2 \quad (187)$$

Pour équilibrer les efforts de torsion éventuels, nous prévoyons :

- des armatures supérieures A_s telles que

$$A_s = A_c + \frac{A_d}{10} = A_s = 37,70 + 39,27/10 = 7,70 \text{ cm}^2 \quad (187)$$

Soit $A_s = 5 \text{ HA14} = 7,70 \text{ cm}^2$ e = 24 cm

- des cadres verticaux et horizontaux

La section et l'espacement de ces cadres doivent vérifier

$$\frac{A_v}{b_s * s_v} = \frac{A_h}{b_s * s_h} \geq \frac{2}{1000} \quad (188)$$

Avec $b_s=480\text{cm}$ et en prenant un écartement de 20cm nous avons

$$(A_v ; A_h) \geq 0,002 * 480 * 20$$

$$(A_v ; A_h) > 19,2\text{cm}^2$$

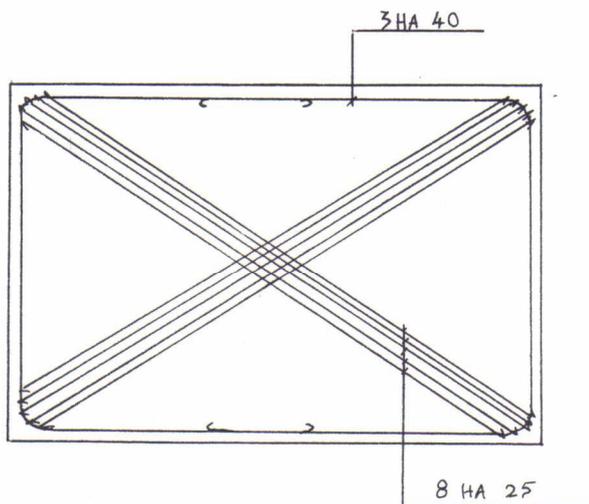
prenons

$A_v=8\text{HA}25$ $A_h=6\text{HA}25$
--

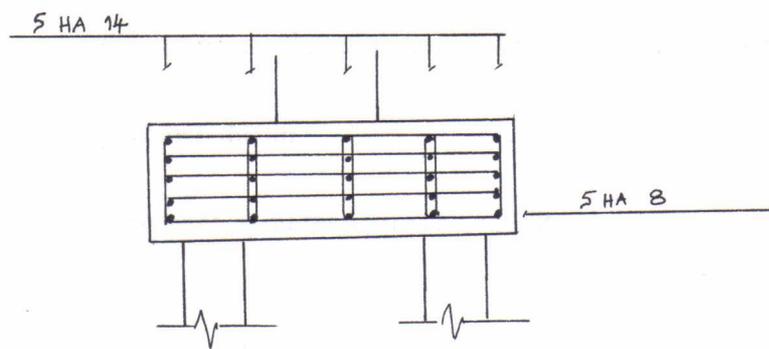
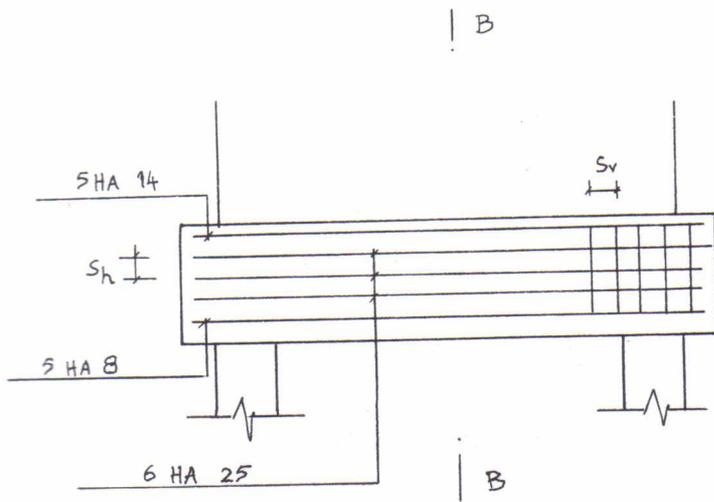
- des épingles reliant les armatures de deux faces ; Nous prenons pour les épingles des barres diam 10.

Les dispositions constructives des armatures sont donc données par les schémas suivantes :

- les armatures inférieures (cerces et armatures en diagonales)



- les armatures supérieures :



B - B

J-5- Pieux sous pile :

Pour le calcul des pieux, nous allons adopter la méthode traditionnelle exposée dans « FOND72 fascicule 5-1bis » du SETRA

Nous prendrons les hypothèses suivantes :

- tous les pieux ont même section et s'arrêtent à la même cote fondation,
- ils sont supposés articulés en pied et en tête, et ne sont censés travailler qu'à l'effort normal,
- la semelle de liaison est considérée infiniment rigide.

Pour le dimensionnement des pieux d'une fondation, deux cas sont à envisager :

- vérification du portance du sol,
- vérification de la résistance du pieu proprement dit

1°/Portance du sol :

d'après le DTU 13,2 : Fondation pour la vérification de la force portante d'une fondation profonde les valeurs limites de la résistance de pointe et du frottement latéral doivent être multipliée par les coefficients réducteurs donnés par le tableau ci-après.

	ELS	ELU
Résistance de pointe	0,33	0,50
Frottement	0,50	0,75

Le tableau de dimensionnement des pieux pour cette pile est donné en Annexe VI Ce tableau a été dressé par le LNTPB.

A partir de ce tableau, nous vérifions que pour un pieu de diam 80, de longueur L= 7,00m, les charges admissibles du sol sont :

En pointe : 84KN latéral : 235KN

D'où à l'ELS

$$T = (0,33 \cdot 84) + (0,50 \cdot 235) = 145,22 \text{ KN} = 1452,2 \text{ T}$$

Or la charge verticale totale provenant de l'ouvrage à l'ELS est de 716,05T. Donc, le sol supporte bien l'ouvrage par l'intermédiaire des 4 pieux de diam 80cm

2°/vérification du pieu:

On suppose que le module de réaction horizontale K du sol varie très peu suivant la profondeur. Il a pour valeur $K = 0,10 \text{ bars / cm} = 100 \text{ T / m}^3$

On posera :

ρ_1, ρ_2, ρ_3 les coefficients d'élasticité croisés du pieu.

m : coefficient d'élasticité longitudinale du pieu

μ : $E \cdot S / L$

E : module d'Young du pieu : 378.104 T/m^2

S : aire de la section transversale

L : la longueur de transfert

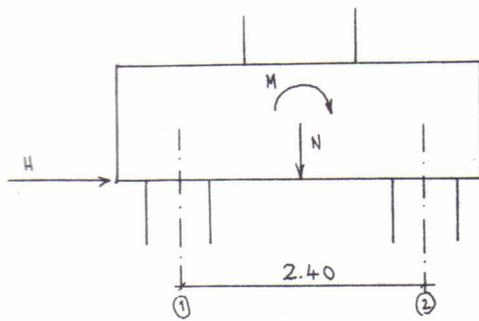
L_0 : la longueur réelle du pieu

I : inertie de la section

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K\phi}} \quad (189)$$

m : nombre des pieux sur chaque file

a- Stabilité dans le sens longitudinal



$$L = 7,00\text{m} \quad S = \frac{\pi\phi^2}{4}$$

Pour diam 80cm, $S = 0,5026 \text{ m}^2$

$$I = \frac{\pi\phi^4}{64} \quad S = 0,2016 \text{ m}^4$$

$$\mu = \frac{ES}{L} = \frac{(378.10^4 * 0,5026)}{7,00} = 271404 \text{ T/m}$$

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 * 378 * 10^4 * 0,020106}{100 * 0,8}} = 7,85\text{m} \quad L_0 = 7,85\text{m}$$

$$3L_0 = 23,55\text{m} > L$$

On a donc

$$\rho_1 = \frac{r_1 * EI}{L^3} \quad \rho_2 = \frac{r_2 * EI}{L^2} \quad \rho_3 = \frac{r_3 * EI}{L} \quad (190)$$

Les coefficients r_1, r_2, r_3 sont donnés par un abaque en fonction de $u=L/L_0$ (Fond72, pièce 5bis, p.70)

$$u = 7,00/7,85 = 0,8917 \quad r_1 = 12,97 \quad r_2 = 6,14 \quad r_3 = 4,02$$

les coefficients d'élasticité croisés du pieu sont donc :

$$\rho_1 = \frac{12,97 * 378 * 10^4 * 0,020106}{7^3} = 2873,845$$

$$\rho_2 = \frac{6,14 * 378 * 10^4 * 0,020106}{7^2} = 9523,351$$

$$\rho_3 = \frac{4,02 * 378 * 10^4 * 0,020106}{7} = 43646,105$$

on calcule $R_k = (m+n)$ $k=1,2,3$ où m et n sont respectivement le nombre des pieux de la file (1) et de la file (2) : $m=n=2$

$$\lambda = \frac{(R_1 * d) + 1}{\mu * d * (R_1 R_3 - R_2^2)} \quad (191)$$

$$\sigma = 1 / \lambda (R_1 R_3 - R_2^2) n - m / m * n \quad d=0 \quad (192)$$

$$R_1 = 4\rho_1 = 11495,38$$

$$R_2 = 4\rho_2 = 38093,404$$

$$R_3 = 4\rho_3 = 174584,42$$

$$\lambda = 11495,38 \times 2,40 + 2,40 + 1 / 271404 \times 2,4 (11495,38 \times 174584,42 - 38093,404^2)$$

$$\lambda = 28442,202$$

les efforts verticaux globaux dans chaque pieu de la file se déterminent par les deux relations :

- pieu de la file (1) :

$$n_1 = \frac{N}{4} - \left(\frac{R_1 M}{2\lambda} \right) - \left(\frac{R_2 H}{2\lambda} \right) \quad (193)$$

- pieu de la file (2) :

$$n_2 = \frac{N}{4} - \left(\frac{R_1 M}{2\lambda} \right) + \left(\frac{R_2 H}{2\lambda} \right) \quad (194)$$

- Les moments fléchissants

$$m = \frac{M \left(1 - \frac{1}{\lambda d R_1} \right) - \frac{1}{\lambda d R_2 H}}{4} \quad (195)$$

- Les efforts tranchants sont :

$$t_1 = t_2 = \frac{H}{4} \text{ pour chaque pieu} \quad (196)$$

$$M = 250 \text{ Tm} \quad N = 716,05 \text{ T} \quad H = 25 \text{ T}$$

$$n1 = 1/4 \times 716,05 - 11495,38 / 2 \times 28442,250 - 38093,404 / 2 \times 28442,202 \times 25$$

$$\Rightarrow n1 = 111,75 \text{ T}$$

$$n2 = 1/4 \times 716,05 + 11495,38 / 2 \times 28442,202 \times 250 + 38093,404 / 2 \times 28442,202 \times 25$$

$$\Rightarrow n2 = 246,28 \text{ T}$$

$$t = 25/4 = 6,25T$$

$$m = 1/4[250(1 - 1/28442,202 \times 2,40 \times 11495,38) - 2,40 \times 38093,404 \times 25/28442,202]$$

$$m = -18,215Tm$$

Récapitulation :

$$n_{\max} = n_2 = 246,28 T \quad t = 6,25T$$

$$\Rightarrow \underline{m = -18,215 Tm}$$

Tous les pieux travaillent à la compression

L'ouvrage est stable longitudinalement.

b- Stabilité dans le sens transversal :

le système est soumis à l'effet du vent et du courant :

$$M = 142,88 Tm \quad N = 716,05 T \quad H = 48,75 T \quad \lambda = 62454,292$$

$$\Rightarrow n_1 = 151 T$$

$$n_2 = 1/4 \times 716,05 + 11495 \times 142,88 / 2 \times 62454,292 + 38093,404 \times 48,75 / 2 \times 62454,292$$

$$\Rightarrow n_2 = 207,029 T$$

$$t = 48,75/4 = 12,19 T$$

$$m = 1/4[142,88(1 - 1/62454,292 \times 5,40 \times 11495,38) - 5,40 \times 38093,404 \times 48,75/62454,292]$$

$$\Rightarrow m = -40 Tm$$

Récapitulation :

$$n_{\max} = n_2 = 207,029 T \quad t = 12,19 T$$

$$m = -40Tm$$

Tous les pieux sont comprimés

L'ouvrage est stable transversalement

c- les efforts le long du fût :

On considère les valeurs les plus défavorables en moment fléchissants :

$$T = 12,19T \quad \text{et} \quad m = -40Tm$$

Le long du fût, on a les relations suivantes :

$$m(z) = t \cdot L_o(-2hS_3 - gS_2 + 1/2j) = m(-2hS_1 + f)$$

$$t(z) = t(-2jS_3 + 2hs_2 = f) = m/L_o(-2js_2 = 2hS_1 + g) \quad (197)$$

Les valeurs des coefficients f, g, h, S1, S2, S3 sont données à l'aide d'une table (cf, Annexe VII)

pour $L/L_o = 7/7,85 = 0,90$, on a $S_1 = 0,10$; $S = 0$

z	U=	f	g	h	j
1,00	0,127	0,9999	-0,0023	0,0225	0,3000
2,00	0,255	0,9993	-0,0104	0,0625	0,4999
3,00	0,382	0,9957	-0,0427	0,1600	0,7993
4,00	0,510	0,9896	-0,0833	0,2498	0,9979
5,00	0,637	0,9703	-0,1829	0,4217	1,2923
6,00	0,764	0,9473	-0,2808	0,5605	1,4842
7,00	0,892	0,8908	-0,4845	0,8041	1,7607

Résultats de m et t :

z	T[T]	M(Tm)
1,00	+12,18	-25,65
2,00	+12,17	-16,09
3,00	+12,19	-17,5
4,00	+12,23	+8-7,83
5,00	+12,33	+22,28
6,00	+12,40	+32,01
7,00	+12,50	+46,68

En faisant les mêmes raisonnements nous obtenons les efforts le long du fût des pieux, mais cette fois-ci dans longitudinal. Ces résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

z	T[T]	M[Tm]
1	6,244	-10,86
2	6,240	-5,36
3	9,248	1,392
4	6,262	6,3
5	6,293	13,69
6	6,312	18,638
7	6,318	26,077

d- Détermination des armatures des pieux

Pour la détermination des armatures des pieux, nous allons considérer les efforts en tête de pieux (à $z = 7m$) car ce sont les plus défavorables.

Le moment résultant est :

$$M = m_t^2 + m_l^2 \quad (198)$$

Et l'effort tranchant résultant

$$T = t_t^2 + t_l^2 \quad (199)$$

Avec m_t et t_t : efforts dans le sens transversal

m_l et t_l : efforts dans le sens longitudinal

D'où les efforts de calcul sont :

$$M = 53,50 \text{ Tm} \quad T = 14 \text{ T} \quad N = 246,28 \text{ T}$$

Nous utilisons le tableau établi par V. DAVIDOVICI pour les sections circulaires plus soumise à la flexion composée avec des armatures uniformément répartie :

Acier FeE 400

$$\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Béton dosé à 4000 kg/m³ sous contrôle strict

$$\Rightarrow \sigma_{B_0} = 92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 7,6 \text{ kg/cm}^2$$

Les excentricités e_0 et e_1 sont :

$$e_0 = M/N = 53,50 / 246,28 = 0,217 \text{ m} \quad (200)$$

$$e_1 = I/S.v \quad \text{avec } I = 2.010.624 \text{ cm}^4 \quad S = 5.026,56 \text{ cm}^2 \quad v = 40 \text{ cm} \quad (201)$$

$$\Rightarrow e_1 = 0,10 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$ donc la section est partiellement comprimée

Prenons $d / 25 = 0,1$ soit $d = 8 \text{ cm}$

En prenant $w = 1,5\%$

$$\text{Nous avons } A = w * \pi r^2 / 100 \quad (202)$$

$$A = 1,5 * \pi * 40^2 / 100 = 75,40 \text{ cm}^2 \quad (203)$$

Soit 10 HA 32

Les armatures longitudinales sont constituées par 10 HA 32 qui se répartissent uniformément

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$\text{Avec } K_e = N * r / M = 246,28 * 0,4 / 53,60 = 1,84 \quad (204)$$

Le tableau de V. DAVIDOVICI donne $k_b = 0,62$ $k = 5,35$ $k' = 12,76$

Nous obtenons les contraintes développées suivantes :

$$\sigma'_b = 1/Kb \times M / r_3 = 1 / 0,62 \times 5.350.000 / 40^3 = 128,6 \text{ kg/cm}^2 \quad (205)$$

$$\sigma_a = K\sigma'_b = 535 \times 128,6 = 688,01 \text{ kg/cm}^2 \quad (206)$$

$$\sigma'_a = k'\sigma'_b = 12,76 \times 128,6 = 1640,93 \text{ kg/cm}^2 \quad (207)$$

La contrainte admissible σ'_b en flexion composée est :

$$\sigma'_b = \lambda \sigma'_b \quad \text{où} \quad \lambda = 1 + e_o/3e_1 \text{ si } 1 + e_o/3e_1 < 2$$

$$\lambda = 2 \text{ dans le cas contraire} \quad (208)$$

$$\text{Nous avons } 1 + e_o/3e_1 = 1 + 21,7/10 = 1,72 < 2 \quad (209)$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = 1,72 \times 92 = 158,24 \text{ kg/cm}^2$$

Finalement nous avons

$$\sigma'_b = 128,6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 158,24 \text{ kg/cm}^2$$

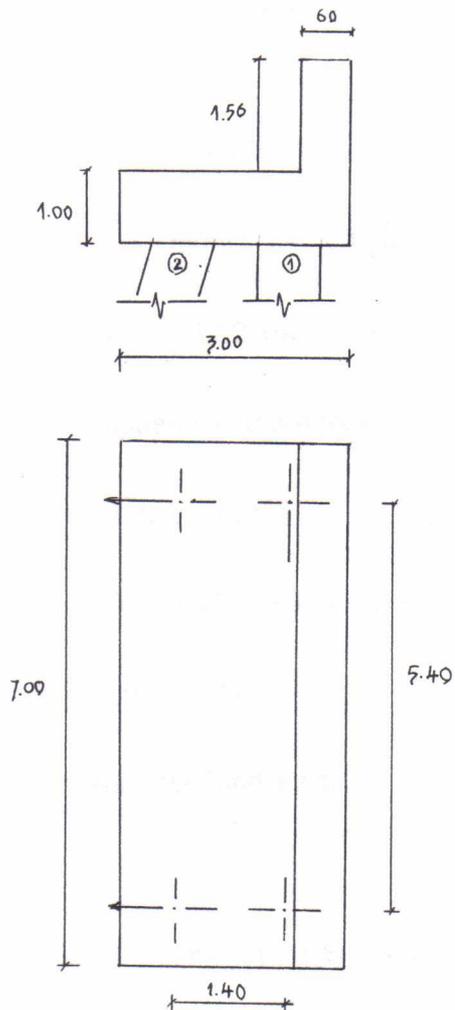
$$\sigma_a = 688,01 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 1640,93 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Comme armatures transversales nous adoptons des barres HA 8, avec un écartement de 15cm. Les armatures sont placées en spirale.

J-6- CALCUL DE LA CULEE :

Nous rappelons que notre culée est une culée supportée par 4 pieux. La file avant est constituée de 2 pieux inclinés de 10° et la file arrière 2 pieux verticales. La longueur du pieux est de 16 m. Le schéma de la culée est le suivant



J-6-1 Mur Garde-Greve :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres : poussée des terres, poussée des charges locales en arrière du mur garde grève, freinage.

Un calcul avec des hypothèses simplifiées pour la prise en compte des actions conduit pour la valeur du moment à l'encastrement exprimé en Tm/ml, à la formule approchée.

$$M = 2,5 (h + 1) \text{ (PP73 SETRA 1 - 2 - 3, Octobre 1977) } \quad (210)$$

h étant la hauteur du mur.

Le moment à l'encastrement dans le sens opposé est essentiellement dû au freinage minoré de la poussée des terres, et pourra être évalué quelle que soit la hauteur h du mur à $M' = 3,2$ Tm/ml.

$$\text{On a : } M = 2,5 (1,56 + 1) = 6,4 \text{ Tm/ml}$$

$$\text{Max } (M, M') = M = 6,4 \text{ Tm/ml} = 640.000 \text{ Kg cm/m.}$$

$$\mu = M / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 6,4 \cdot 10^4 / 14,2 \cdot 100 \cdot 55^2 = 0,0149 < \mu_l = 0,392 \quad (211)$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\mu = 0,0149 \quad \alpha = 0,0641 \quad \text{et} \quad \beta = 0,975$$

$$A = M / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = 6,4 \cdot 10^4 / 0,975 \cdot 55 \cdot 348 = 3,43 \text{ cm}^2 \quad (212)$$

$$\text{Soit } A = 5 \text{ HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Or, l'armature minimale est donnée par :

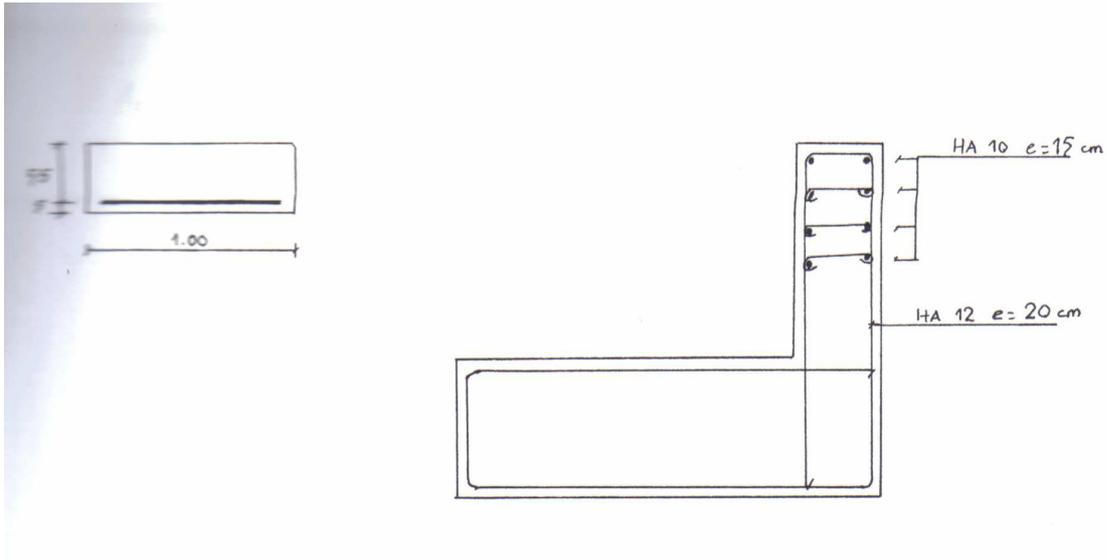
$$A > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 55 \cdot 2,1 / 400 = 6,64$$

Donc $A > 6,64$

d'où

$A = 5 \text{ HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$

Les armatures horizontales ont de diamètre $\varnothing 10$ et espacées de 15 cm.



J-6-2 Semelle de liaison

L'équilibre de la construction nous donne :

$$2R_1 + 2R_2 \cos 10^\circ = P \quad (213)$$

$$2R_2 \cos 10^\circ (a'/2 - e_0) - 2R_1 (a'/2 + e_0) = 0 \quad (214)$$

$$\text{Comme } M = P \cdot e_0 \quad R_2 = 1/\cos 10^\circ [P/4 + M/2a'] \quad (215)$$

Les valeurs de P et M sont les suivantes :

$$P = 450,06 \text{ T (cf. Annexe V)}$$

$$M = 76,64 \text{ Tm}$$

$$M = P \cdot e_0 \Rightarrow e_0 = M/P = 76,64/450,06 = 0,17\text{m}$$

$$R_1 = P/4 - M/2a' = 450,06/4 - 76,64/2 \cdot 1,40 \quad (216)$$

$$R_2 = 1/\cos 10^\circ [P/4 + M/2a'] = 1/\cos 10^\circ [450,06/4 + 76,64/2 \cdot 1,40] \quad (217)$$

Nous avons $e_0 = 0,17\text{m} < b = 1,16\text{m}$

Les sections des armatures sont données par :

$$A_c = \frac{0,5 * R_1 * b'}{\sigma_s * \tan \theta * \sqrt{a'^2 + b'^2}} \quad (218)$$

$$A_d = \frac{0,5 R_1}{\sigma_s * \tan \theta} \quad (219)$$

Avec $\tan \theta = 1,13$

Donc, on aura :

$$A_c = \frac{0,5 * 85,14 * 5,40}{348 * 10^{-2} * 1,13 * \sqrt{1,40^2 + 5,40^2}}$$

$$A_d = \frac{0,5 * 85,14}{348 * 10^4 * 1,13}$$

Soit :

$A_c = 3HA 25 = 14,73 \text{ cm}^2$ $A_d = 4HA 20 = 12,57 \text{ cm}^2 \quad e = 15 \text{ cm}$
--

Vérification :

$$\frac{P_u}{a * b * \sin^2 \theta} = 450,06 / 3,7 * \sin^2 10 = 38,20 \text{ T/m}^2 < 1,5 * f_{c28} \quad (220)$$

$$\frac{P_u}{4 * S_0 * \sin^2 \theta} = 450,06 / 4 * \pi / 4 * 0,80^2 * \sin^2 10 = 400,07 \text{ T/m}^2 < 1,5 f_{c28} \quad (221)$$

$$A_s = (A_c + A_d) / 10 = (14,73 + 12,57) / 10 = 2,73 \text{ cm}^2 \quad (222)$$

Soit $A = 5 HA 10 = 3,92 \text{ cm}^2$; $e = 50 \text{ cm}$

Cadres verticaux et horizontaux :

$$\frac{A_v}{b_s * s_v} = \frac{A_h}{b_s * s_h} \geq \frac{2}{1000} \quad (223)$$

Avec $b = 300 \text{ cm}$ et en prenant $s_v = s_h = 20 \text{ cm}$

$$(A_v ; A_h) \geq 0,002 * 300 * 20 = 12 \text{ cm}^2$$

Prenons

$$A = 5 \text{ HA } 20$$

$$A = 7 \text{ HA } 16$$

Des épingles reliant les armatures des deux faces. Nous prenons pour les épingles des barres ϕ 10.

J-6-3 Pieux Sous Culée :

Portance du sol

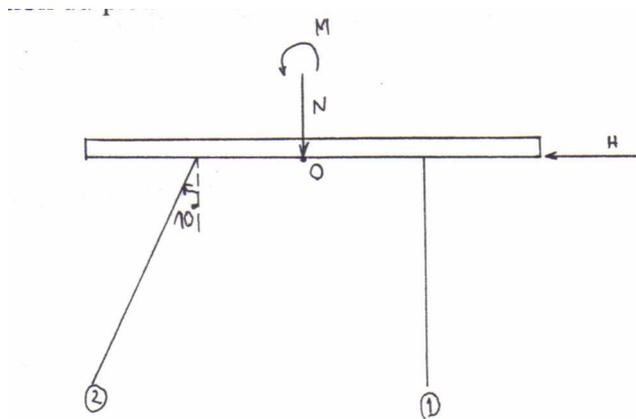
Pour un pieu 080 de longueur $L = 16,00$ m, les charges admissibles du sol sont :

- En pointe : 60 KN
- Latérale : 298 KN

$$T = (0,33 * 60) + (0,50 * 298) = 168,8 \text{ KN} = 1688 \text{ T} \quad (224)$$

Or, la charge verticale totale provenant de l'ouvrage à l'E.L.S. est de 317 T. Donc, le sol supporte bien l'ouvrage par l'intermédiaire des 4 pieux de 0,80 m.

Vérification du pieu :



Nous calculons, en premier lieu, les composantes du déplacement de la semelle en son centre de gravité O par le système suivant :

$$\begin{cases} 2m\rho_1\gamma + m[2\rho_2]\Omega = -H \\ 2m\rho_2\gamma + 2m\left[\rho_3 + \frac{d^2}{4\mu}\right]\Omega = M \\ 2m\mu Z = N \end{cases} \quad (225)$$

où m : nombre de pieux sur chaque file = 2

ρ_1, ρ_2, ρ_3 : μ ont les mêmes significations que pour le calcul des pieux sous la pile.

Les déplacements et rotations en tête des pieux dans le système d'axe de la semelle sont alors donnés par les expressions.

$$Y_1 = Y_2 = Y$$

$$\Omega_1 = \Omega_2 = \Omega = 1/d \cdot (Z_1 - Z_2)$$

$$Z_1 = Z + d/2 \cdot \Omega \quad Z_2 = Z - d/2 \cdot \Omega \quad (226)$$

Connaissant les composantes du déplacement de la semelle, les efforts dans chaque file sont déterminés par la relation suivante :

$$\begin{bmatrix} T \\ N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \rho_1 & \rho_2 & 0 \\ 0 & 0 & \mu \\ -\rho_2 & -\rho_3 & 0 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} Y \\ \Omega \\ Z \end{bmatrix} \quad (227)$$

Le torseur en O : N=450,06 T ; H=37,39 T ; M=95,72 Tm

L=16m

Pour ϕ 80 cm => S=0,5026 m²

I = 0,020106 m⁴

μ = 118740 T/m

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 * 378 * 10^4 * 0,020106}{100 * 0,8}} = 7,85 \text{ m} \quad (228)$$

3 L₀ = 23,55 m > L

$$\mu = L/L_0 = 16/7,85 = 2,038$$

$$\Rightarrow r_1 = 36,63 \quad r_2 = 9,36 \quad r_3 = 4,60$$

$$\text{d'où on a : } \rho_1 = 679,664 \quad \rho_2 = 2778,775 \quad \rho_3 = 21850,196$$

On a le système

$$4 \cdot 679,664 Y + 4 \cdot 2778,775 \Omega = -37,39$$

$$4 \cdot 2778,775 Y + 4 \cdot [21850,196 + 1,40^2/4 \cdot 118740] \Omega = 95,72$$

$$4 \cdot 118740 Z = 450,0 \quad (229)$$

$$Y = -1,710 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Omega = 9,10 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

$$Z = 9,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Les déplacements et rotation en tête des pieux sont donc :

$$Y_1 = Y_2 = 1,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Omega_1 = \Omega_2 = \Omega = 9,10 \text{ rd} \quad (230)$$

$$Z_1 = 1,57 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$Z_2 = 3,18 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Pour la file (1) Pour la file (2)

$$T = 1,345 \text{ T} \quad T = 1,345 \text{ T}$$

$$N = 186,42 \text{ T} \quad N = 37,759 \text{ T}$$

$$M = 14,94 \text{ Tm} \quad M = 14,94 \text{ Tm}$$

Pour la file (2), nous avons une rotation d'angle $\alpha = 10^\circ$, donc

$$\begin{pmatrix} T \\ N \\ M \end{pmatrix} \equiv \begin{pmatrix} \cos 10^\circ & -\sin 10^\circ & 0 \\ \sin 10^\circ & \cos 10^\circ & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1,345 \\ 37,759 \\ -14,94 \end{pmatrix} \quad (231)$$

$$t_2 = -5,23 \text{ T}$$

$$n_2 = 37,42 \text{ T}$$

$$m_2 = -14,94 \text{ Tm}$$

En se référant à un seul pieu :

- Pieu de la file 1

$$T_1 = 0,67 \text{ T}$$

$$N_1 = 93,21 \text{ T}$$

$$M_1 = -7,47 \text{ Tm}$$

- Pieu de la file 2

$$T_2 = -2,62 \text{ T}$$

$$N_2 = 18,71 \text{ T}$$

$$M_2 = -7,47 \text{ Tm}$$

Tous les pieux travaillent à la compression : $n_{\max} = 93,21 \text{ T}$

Les effets le long du fût :

$$T = -2,62 \text{ T} : M = -7,47 \text{ Tm}$$

Le long du fût, on a les relations suivantes :

$$M(z) = t \cdot L_0 (-2h S_3 - g S_2 + \frac{1}{2} j) + m (-2h S_2 - g S_1 + f) \cdot 2$$

$$T(z) = t (-2j S_3 + 2h S_2 + f) + m (-2j S_2 + 2h S_1 + g) \quad (232)$$

$$U = L/L_0 = 16 / 7,85 = 2,038 \Rightarrow S = 0,93$$

$$S = 0,93$$

$$S = 0,49$$

$$S = 0,49$$

z	U=z/L₀	f	g	h	j
2.00	0.255	0.9993	-0.0104	0.06225	0.4999
4.00	0.510	0.9896	-0.0833	0.2498	.9979
6.00	0.764	0.9473	-0.2808	0.5605	1.4842
8.00	1.019	0.8337	-0.6635	0.9889	1.9334
10.00	1.270	0.5955	-1.2870	1.5202	2.2972
12.00	1.529	0.0512	-2.4145	2.2491	2.5081
14.00	1.783	-0.7060	-3.6947	2.8652	2.3577
16.00	2.038	-1.8205	-5.2647	3.3894	1.7425

RESULTATS DE t et m

Z	t(T)	m(Tm)
2.00	-1.13	-11.06
4.00	-0.11	-12.20
6.00	0.55	-11.71
8.00	0.92	-10.23
10.00	1.11	-8.21
12.00	1.18	-5.48
14.00	1.25	-3.15

16.00	1.26	-0.83
-------	------	-------

- Détermination des armatures des pieux

Les efforts de calcul sont :

$$M=12,20 \text{ Tm}$$

$$N = 18,71 \text{ T}$$

$$T = 2,62 \text{ T}$$

$$e_0 = M/N = 12,20 / 18,71 = 0,65 \text{ m} \quad (233)$$

$$e_1 = 0,10 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

Avec $d/2r = 0,1$ soit $d=8\text{cm}$

Nous avons :

$$K_e = N \cdot r / M = (18,71 * 0,4) / 12 = 0,61 \quad (234)$$

$$K_a = M / \sigma_a \cdot r^3 = 12,20 / 28000 * 0,40 = 0,0068 \quad (235)$$

La table de DAVIDOVICI nous donne : $\omega=0,23\%$

$$D'où A = \omega * \pi \cdot r^2 / 100 = 0,23 * \pi * 0,40^2 / 100 = 11,56 \text{ cm}^2 \quad (236)$$

Soit A = 6HA 16 = 12,10 cm²

Vérification des contraintes :

$$K=0,61$$

$$K_b=0,28$$

$$K' = 9,3$$

\Rightarrow

$$w = 0,23\%$$

$$K = 35,84$$

$$(237)$$

$$\sigma'_b = \frac{1 * M}{K_b \cdot r^3} = \frac{1.220.000}{0,28 * 0,40} = 68,08 \text{ Kg/cm}^2 \quad (238)$$

$$\sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 35,84 * 68,08 = 2440 \text{ Kg / cm}^2 < \sigma_a = 2880 \text{ Kg/cm}^2 \quad (239)$$

$$\sigma'_a = K' \cdot \sigma'_b = 9,3 * 68,08 = 633,15 \text{ Kg / cm}^2 < \sigma_a \quad (240)$$

$$1 + e_0 / 3e_1 = 1 + 0,65 / 3 * 0,10 = 3,16 > 2 \Rightarrow \sigma'_b = \sigma'_{bo} = 2 * 92 = 184 \text{ kg / cm}^2 \quad (241)$$

$$\sigma'_b < \sigma'_b$$

Nous adoptons comme armatures transversales des barres HA8, avec un écartement de 15 cm.

Ces armatures sont placées en spirale.

K- ACCES

L'accès de ce présent projet nécessite encore un remblai de 3 m de hauteur en moyenne. Les caractéristiques des sols d'emprunt sont les mêmes que ceux utilisés pour le rehaussement de la digue de Fenoarivo.

Pour la stabilité de ce remblai, elle est déjà vérifiée dans le mémoire de fin d'étude :
« Contribution à l'étude du renforcement et de reconstruction de la RN1 entre PK 5+700 au PK 20 + 000 »

Pour protéger les corps de remblai et de culées aux affouillements, nous mettons de pierres maçonnées, des gabions et des engazonnements.

PARTIE III

EVALUATION DU COUT DU PROJET

Nous donnons dans cette partie le devis quantitatif et estimatif du projet

Ce devis ressort des calculs des sous-détails des prix dont nous en donnons un exemple en Annexe IV.

Notons que les prix donnés ci-dessous ont été obtenus auprès du Ministre des Travaux – Publics

N°	DESIGNATION	U	QTE	P.U.	MONTANT
	I-INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	Fft	1		
	II- APPUI ET FONDATION			192.202.279	192.202.279
2.1	Forage de pieux O800 en terrain rocheux	Ml	11	11.178.000	122.958.000
2.2	Forage de pieux O800 en terrain autre que rocheux	Ml	141	1.704.000	240.264.000
2.3	Béton Q400 pour pieu foré	M3	76	1.353.000	102.828.000
2.4	Acier pour BA (pieu)	Kg	11.400	7.664	87.369600
2.5	Béton Q350 pour semelle de liaison, fût, culée	M3	161	1.100.191	177.130.590
2.6	Acier pour BA (semelle, fût, culée)	Kg	16.100	7.664	123.390.400
2.7	Fouille en terrain de toutes natures	M3	109	90.512	9.865.808
2.8	Maçonnerie de moellons	M3	45	340.218	15.309.810
2.9	Gabions	M3	80	259.129	20.730.320

Sous total APPUI ET FONDATION.....899.846.528

N°	DESIGNATION	U	QTE	PU	MONTANT
	III-ACCES				
3.1	Décapage	M²	350	2.388	835.800
3.2	Remblai d'emprunt	M3	540	2.388	12.707.280
3.3	Couche de fondation	M3	140	41.356	5.789.840
3.4	Couche de base	M3	140	185.486	25.968.040
3.5	Imprégnation au cut-back 0/1	T	1,68	3.230.034	5.426.457
3.6	Enrobés denses à chaud	T	25,2	537.260	13.538.952
3.7	Engazonnement	M2	560	2.352	1.317.120
	Sous total ACCES				65.583.489
	IV – TABLIER				
4.1	Béton Q350 pour poutres principales, entretoises, tablier, trottoir	M3	290	1.100.190	319.055.100
4.2	Acier pour BA du tablier	Kg	43.500	7.664	333.384.000
4.3	Appareil d'appui en néoprène	Dm3	81	1.922.752	155.742.912
4.4	Garde-corps métallique	Ml	88	756.460	66.568.480
4.5	Gargouille	U	16	67.954	1.087.264
4.6	Joint de chaussées	Ml	21	2.481.516	52.111.836
4.7	Revêtement	T	110	537.260	59.098.600
4.8	peinture d'ouvrage métallique	Kg	10	2.083	20.830
	Sous total TABLIER				987.069.022
	V- Essai de charge sur pont	Fft	2	1.404.000	2.808.000

RECAPITULATION

I- Installation et repli de chantier	192.202.279
II- Appui et fondation	899.846.528
II – Accès	65.583.528
III -Tablier	987.069.022
V- Essai de charge sur pont	2.808.000
Total	2.147.509.318
Tva 20%	429.501.863
Total général	2.577.011.181

Arrêté le montant estimé du projet à la somme de DEUX MILLIARDS CINQ CENT SOIXANTE DIX SEPT MILLIONS ONZE MILLE CENT QUATRE VINGT ET UN FRANCS MALAGASY (2.577.011.181 Fmg), y compris la taxe sur la valeur ajoutée (TVA) au taux de VINGT POUR CENT (20%) pour un montant de QUATRE CENT VINGT NEUF MILLIONS CINQ CENT UN MILLE HUIT CENT SOIXANTE TROIS FRANCS MALAGASY (429.501.863 Fmg)
Soit 58.600.000 Fmg le mètre linéaire

CONCLUSION

Tout au long de ce travail, nous avons étudié toutes les étapes pour la réalisation d'un pont neuf. Notre étude surtout sur la méthodologie de dimensionnement des différents corps de l'ouvrage. Pour les calculs de la superstructure, les culées et la pile, nous avons adopté la méthode de calcul suivant les règles C.C.B.A. 68 malgré l'insuffisance des documents y concernant.

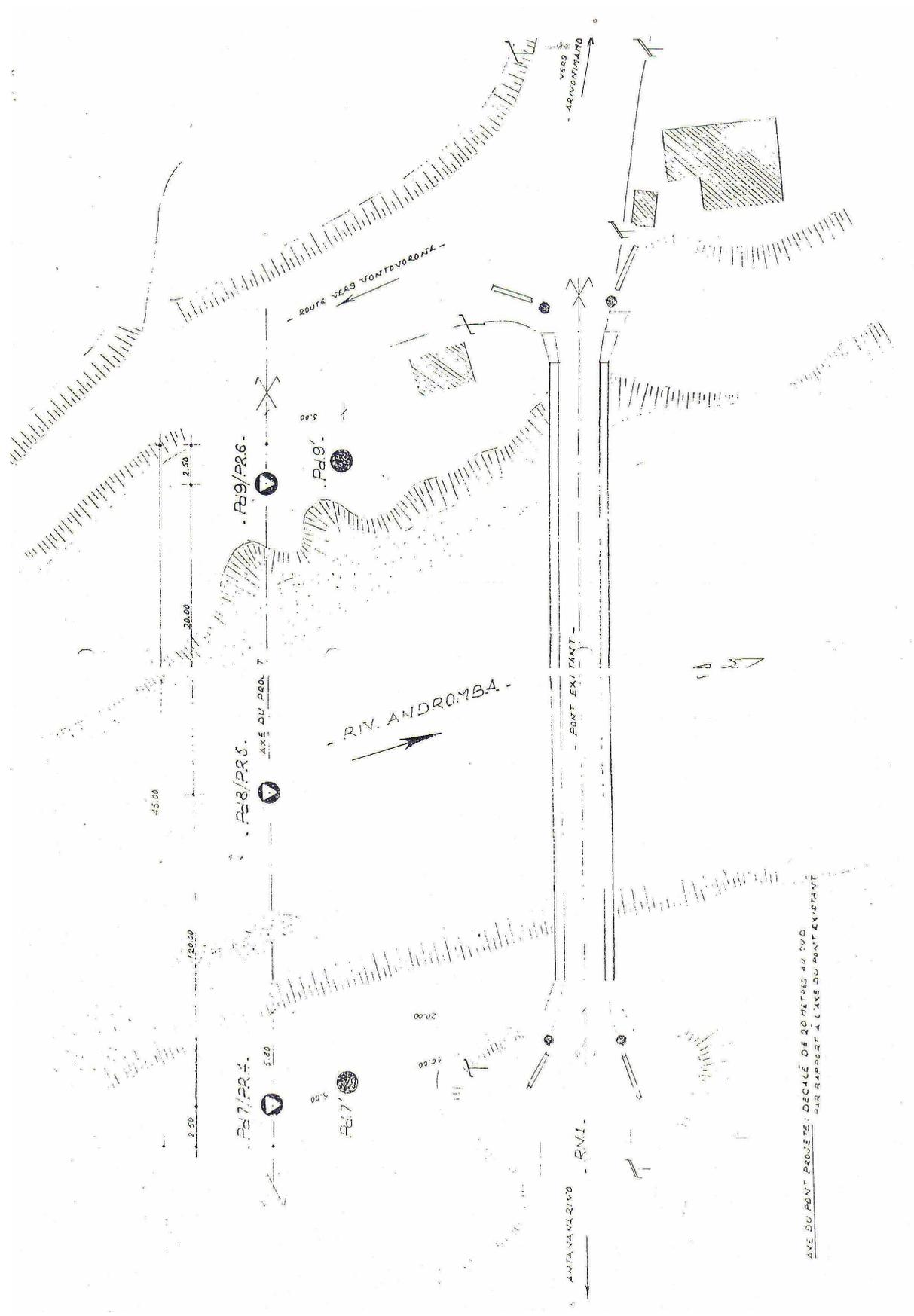
Malgré le désir et la volonté d'approfondir encore plus le thème de ce présent projet, nous avons rencontré un certain nombre de problèmes. L'insuffisance de documents concernant l'ancien ouvrage n'a pas permis de connaître exactement son historique. Ensuite, il y a l'impossibilité de se procurer certains livres (exemple P.P.73 du SETRA) auprès des bibliothèques existantes.

En revanche, nous pouvons dire que nous avons acquis d'amples connaissances au cours de la réalisation de ce présent projet ; il nous a initié déjà à affronter les problèmes quotidiens du monde du travail.

Enfin, nous espérons que nous avons apporté une modeste contribution quant à la réalisation de ce pont.

ANNEXE 1

PLAN DE SITUATION DES SONDAGES



AXE DU PONT PROJETE: LARGEUR DE 80 METRES AU P.17
 SUR RAPPORT A L'AXE DU PONT EXISTANT

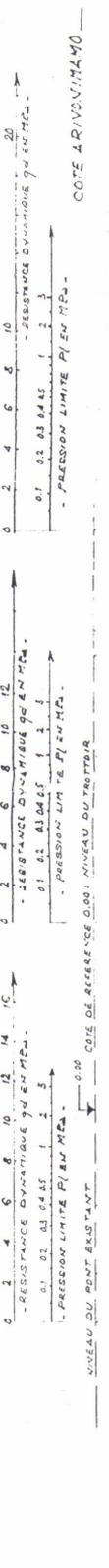
ANNEXE II

**COUPES SYNTHETIQUES DES SOLS ET
RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES**

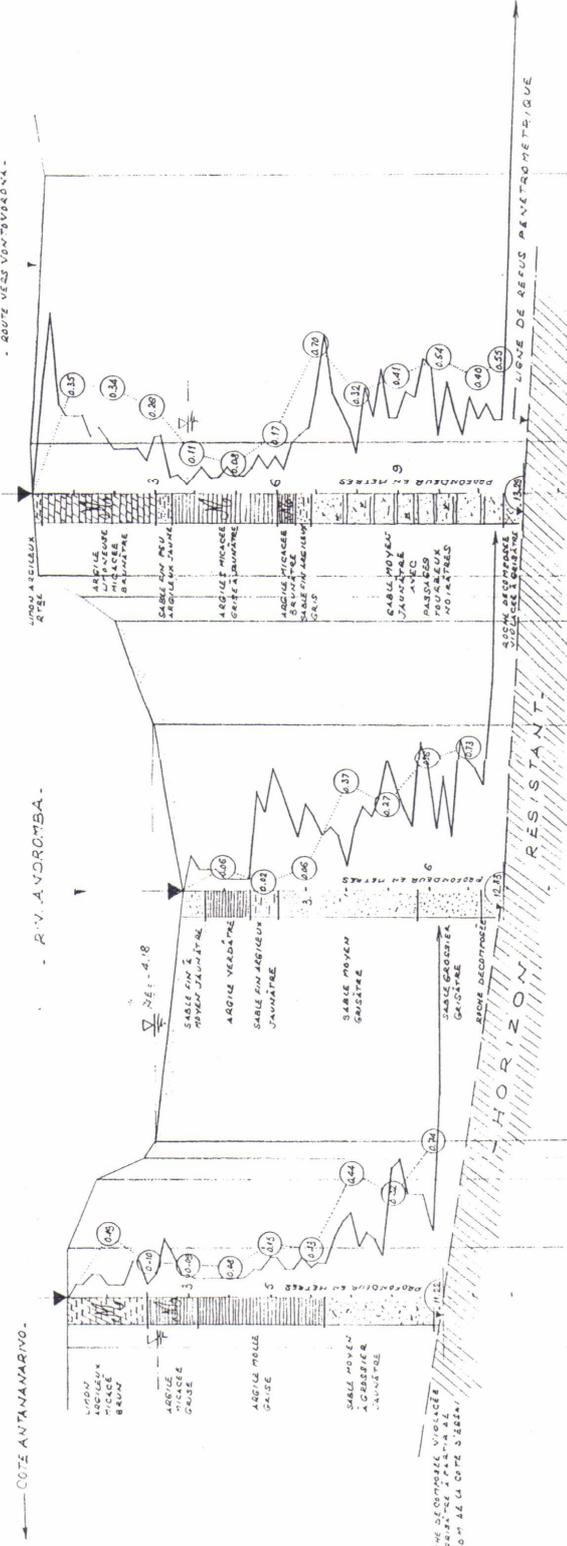
PC 17/224

PC 18/225

PC 19/226



COTE ARIVONIHAMO



PROFONDITEUR EN METRES	RESISTANCE DYNAMIQUE YU EN MPa	PRESSION LIMITE P/EN MPa
0	0.15	0.15
1	0.11	0.11
2	0.10	0.10
3	0.10	0.10
4	0.17	0.17
5	0.20	0.20
6	0.32	0.32
7	0.41	0.41
8	0.44	0.44
9	0.40	0.40
10	0.33	0.33
11	0.37	0.37
12	0.37	0.37
13	0.37	0.37
14	0.37	0.37
15	0.37	0.37
16	0.37	0.37
17	0.37	0.37
18	0.37	0.37
19	0.37	0.37
20	0.37	0.37
21	0.37	0.37
22	0.37	0.37
23	0.37	0.37
24	0.37	0.37
25	0.37	0.37
26	0.37	0.37
27	0.37	0.37
28	0.37	0.37
29	0.37	0.37
30	0.37	0.37
31	0.37	0.37
32	0.37	0.37
33	0.37	0.37
34	0.37	0.37
35	0.37	0.37
36	0.37	0.37
37	0.37	0.37
38	0.37	0.37
39	0.37	0.37
40	0.37	0.37
41	0.37	0.37
42	0.37	0.37
43	0.37	0.37
44	0.37	0.37
45	0.37	0.37
46	0.37	0.37
47	0.37	0.37
48	0.37	0.37
49	0.37	0.37
50	0.37	0.37
51	0.37	0.37
52	0.37	0.37
53	0.37	0.37
54	0.37	0.37
55	0.37	0.37
56	0.37	0.37
57	0.37	0.37
58	0.37	0.37
59	0.37	0.37
60	0.37	0.37
61	0.37	0.37
62	0.37	0.37
63	0.37	0.37
64	0.37	0.37
65	0.37	0.37
66	0.37	0.37
67	0.37	0.37
68	0.37	0.37
69	0.37	0.37
70	0.37	0.37
71	0.37	0.37
72	0.37	0.37
73	0.37	0.37
74	0.37	0.37
75	0.37	0.37
76	0.37	0.37
77	0.37	0.37
78	0.37	0.37
79	0.37	0.37
80	0.37	0.37
81	0.37	0.37
82	0.37	0.37
83	0.37	0.37
84	0.37	0.37
85	0.37	0.37
86	0.37	0.37
87	0.37	0.37
88	0.37	0.37
89	0.37	0.37
90	0.37	0.37
91	0.37	0.37
92	0.37	0.37
93	0.37	0.37
94	0.37	0.37
95	0.37	0.37
96	0.37	0.37
97	0.37	0.37
98	0.37	0.37
99	0.37	0.37
100	0.37	0.37

NB - LES COTES DONNEES ONT ETE LEVEES A LA MAIN ET RIGES PAR RAPPORT AU NIVEAU
 EN TETE DU PONT EXISTANT.



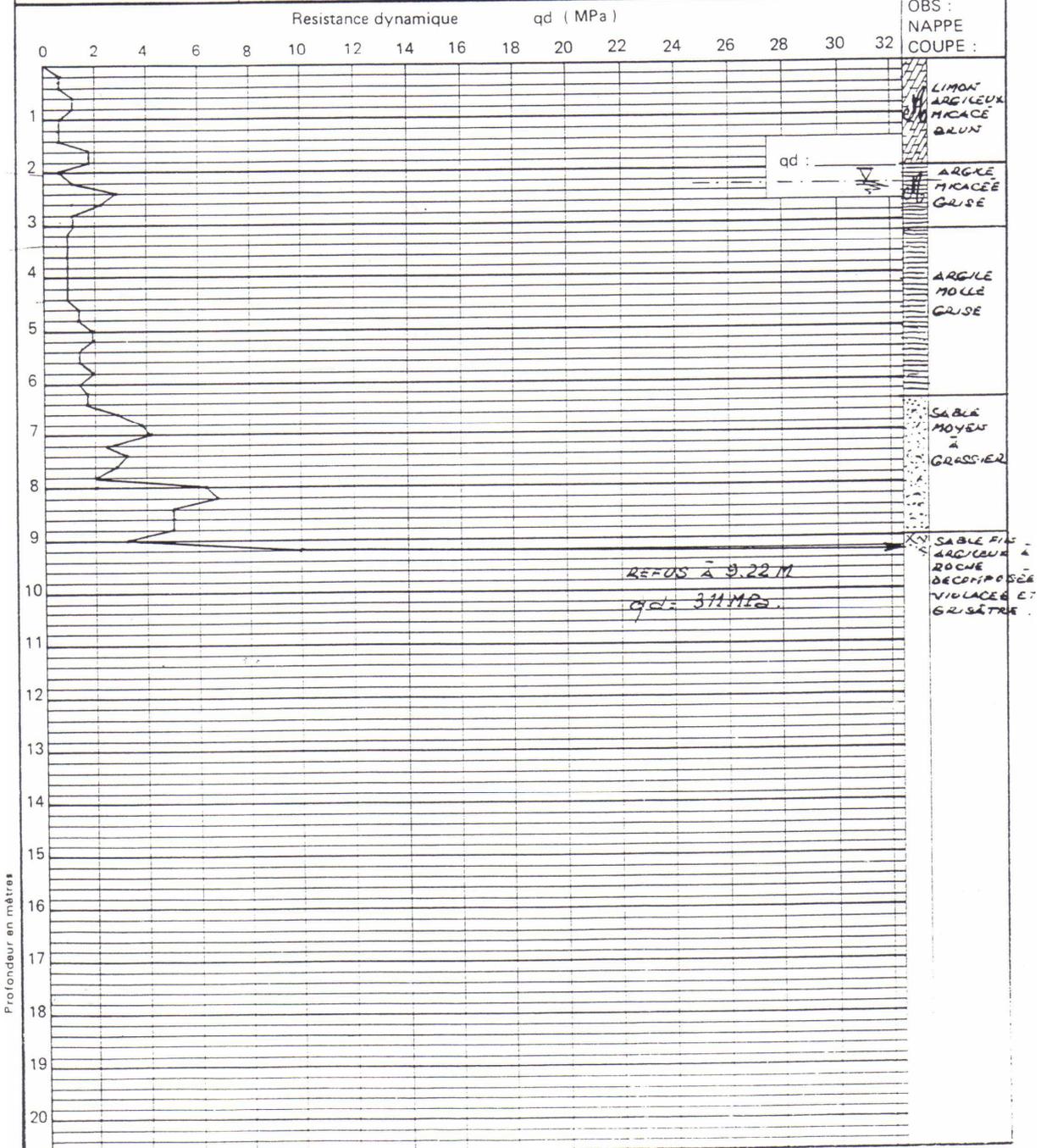
. RN1.
PONT PK 10+283.

RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Dossier : _____
Graphique : _____
Annexe : _____
Date : _____

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 207 (RIVE DROITE).

X : _____	Enclume : _____	Pointe : _____	Tige : _____
Y : _____	Masse mouton : _____	- diamètre : _____	- diamètre : _____
Z : _____	Hauteur de chute : _____	- angle au sommet : _____	- longueur : _____
		- hauteur : _____	- masse : _____
		- masse : _____	- masse porte pointe : _____





. RN.1.
PONT PK 10+283 .

RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Dossier : _____

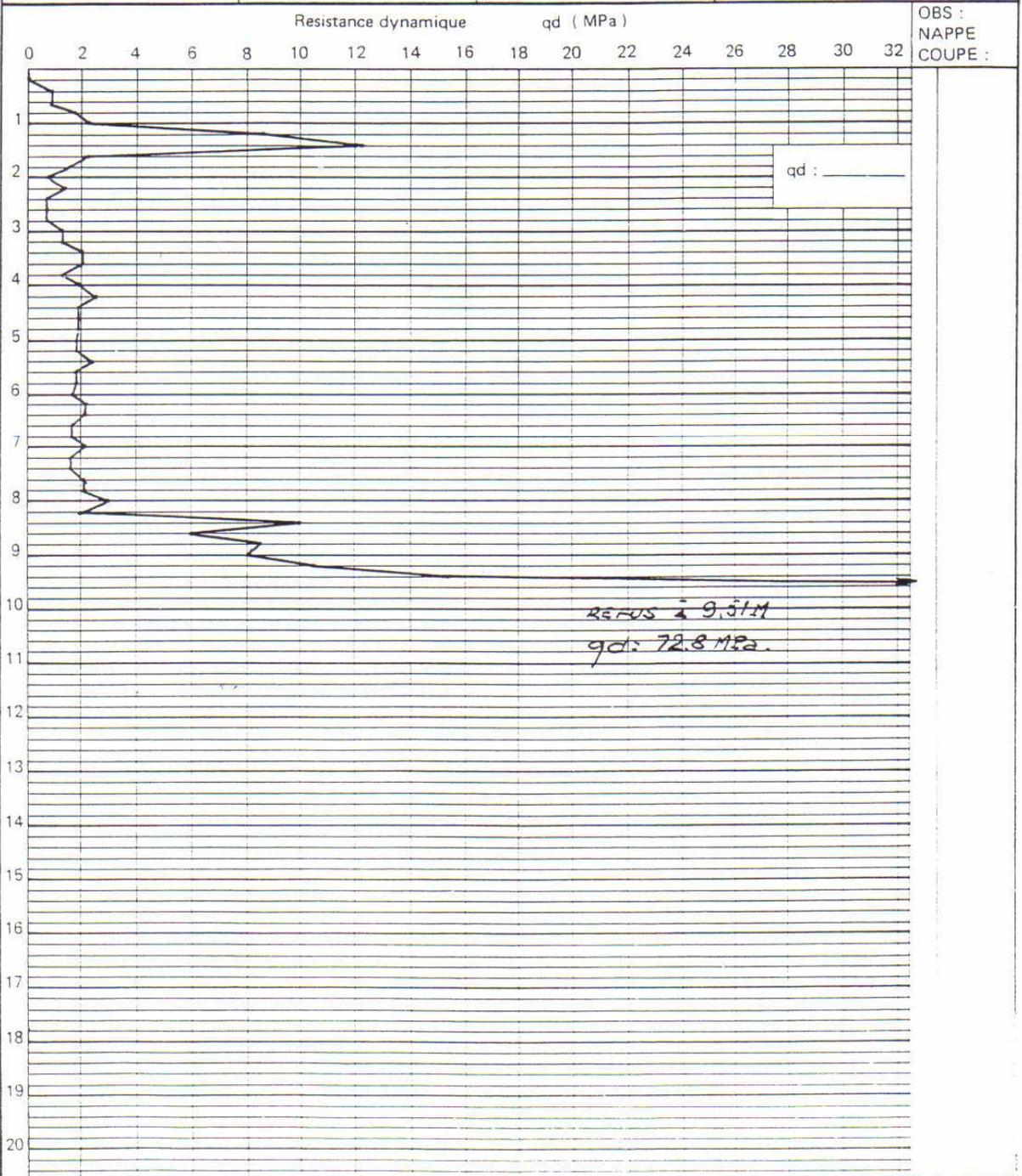
Graphique : 5

Annexe : _____

Date : _____

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 2d 7' (RIVE DROITE)

X : _____	Enclume : _____	Pointe : _____	Tige : _____
Y : _____	Masse mouton : _____	- diamètre : _____	- diamètre : _____
Z : _____	Hauteur de chute : _____	- angle au sommet : _____	- longueur : _____
		- hauteur : _____	- masse : _____
		- masse : _____	- masse porte pointe : _____





RN.1

- PONT PK 10+283 -

- RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE -

Dossier : _____

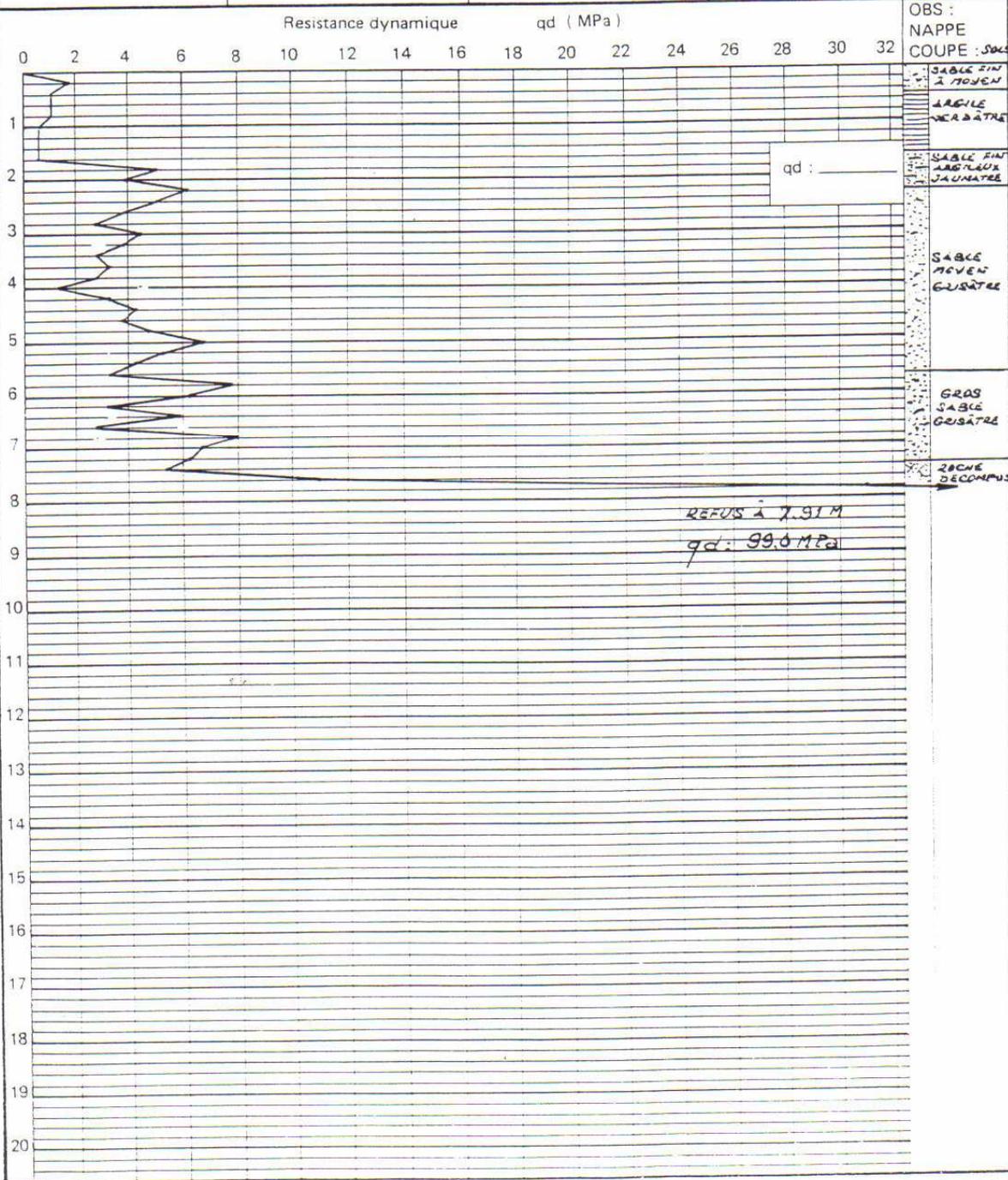
Graphique : 3

Annexe : _____

Date : _____

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 28 (LIT. DE RIVIERE)

X : _____	Enclume : _____	Pointe : _____	Tige : _____
Y : _____	Masse mouton : _____	- diamètre : _____	- diamètre : _____
Z : _____	Hauteur de chute : _____	- angle au sommet : _____	- longueur : _____
		- hauteur : _____	- masse : _____
		- masse : _____	- masse porte pointe : _____





RN.1.

- PONT PK 10+283 -

- RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE -

Dossier : _____

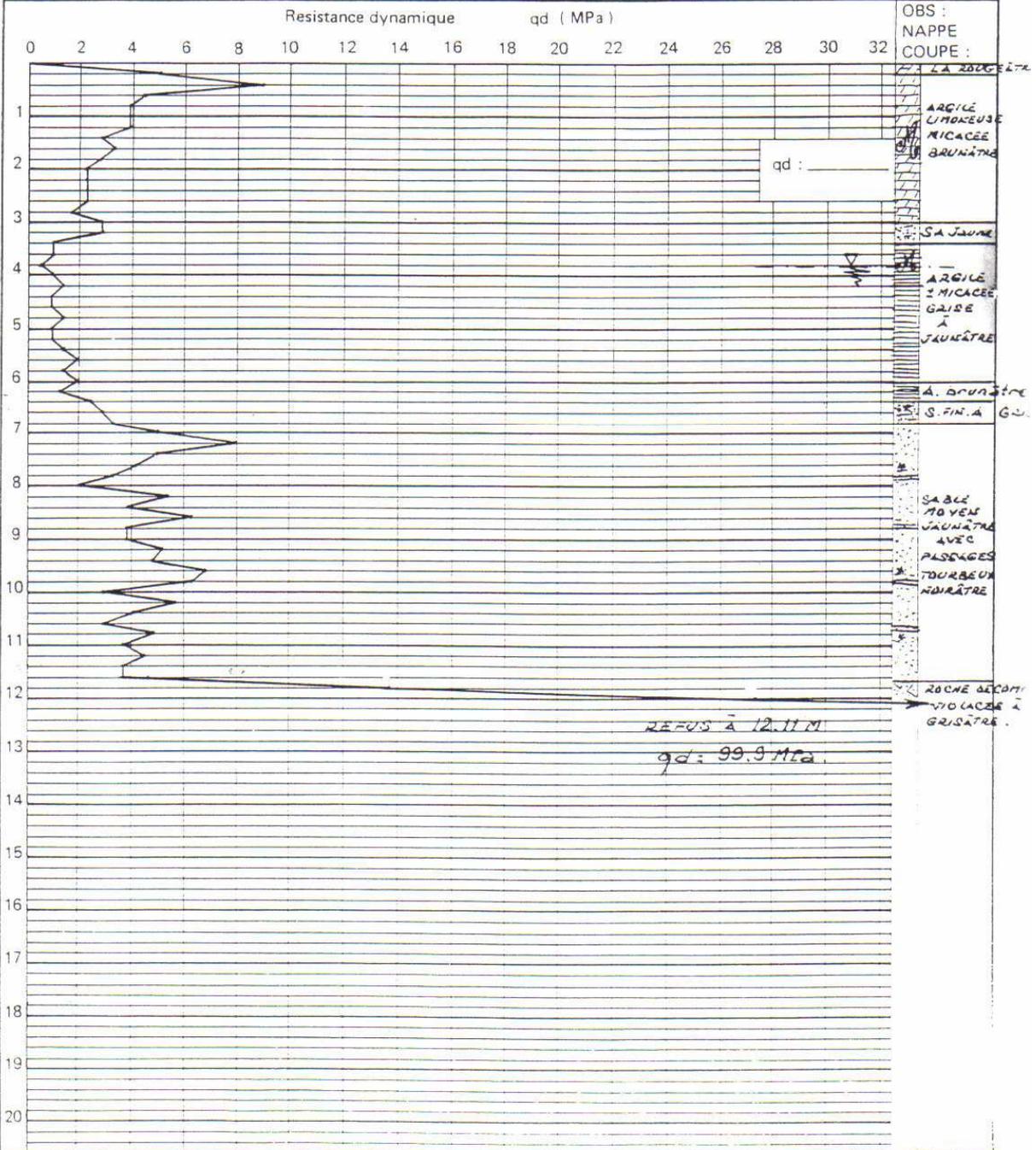
Graphique : _____

Annexe : _____

Date : _____

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 229 (RIVE GAUCHE).

X : _____	Enclume : _____	Pointe : _____	Tige : _____
Y : _____	Masse mouton : _____	- diamètre : _____	- diamètre : _____
Z : _____	Hauteur de chute : _____	- angle au sommet : _____	- longueur : _____
		- hauteur : _____	- masse : _____
		- masse : _____	- masse porte pointe : _____





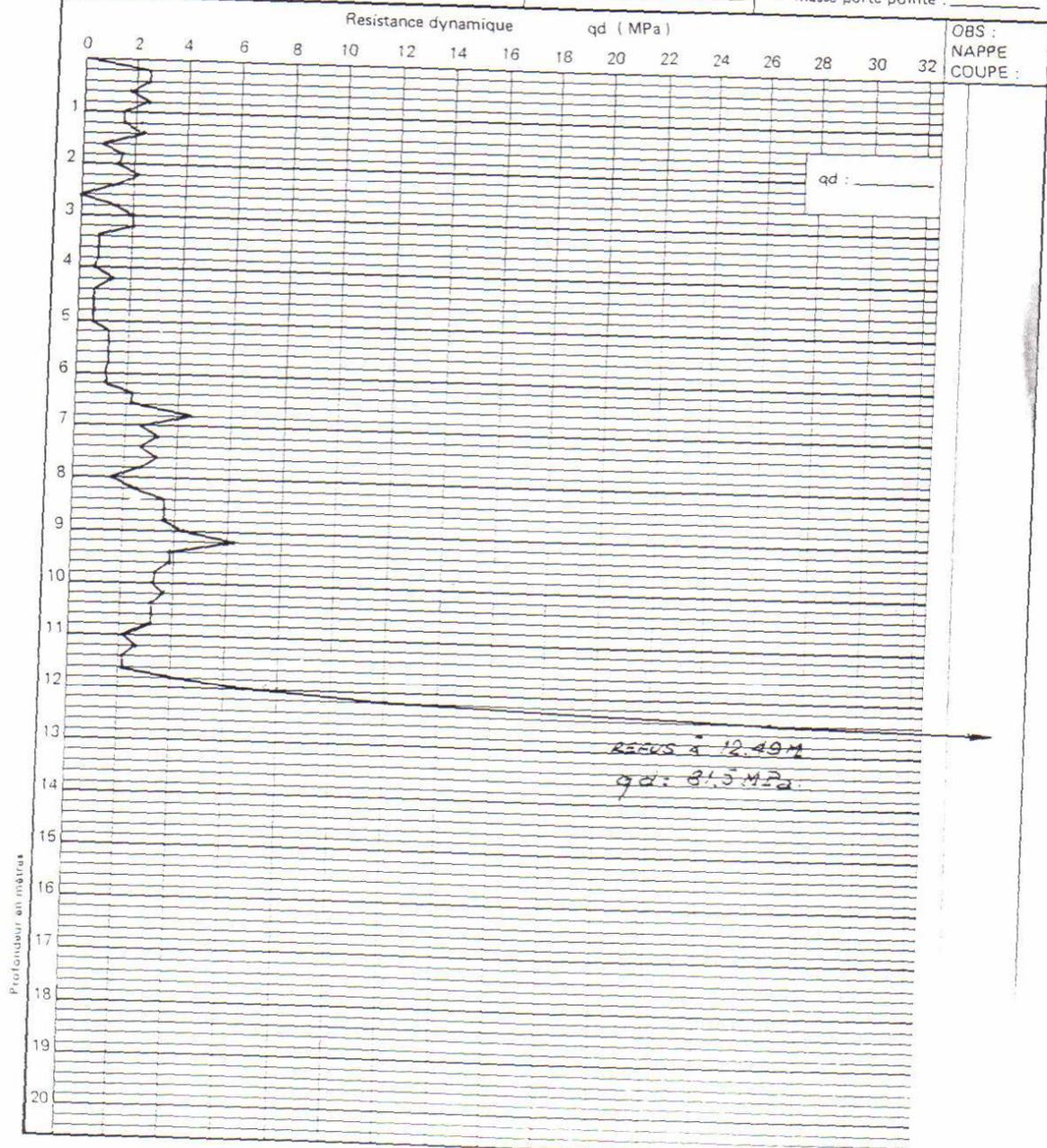
- RN.1.
- PONT PK 10+283 -

- RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE -

Dossier : _____
Graphique : _____
Annexe : _____
Date : _____

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 209 (RIVE GAUCHE).

X : _____	Enclume : _____	Pointe : _____	Tige : _____
Y : _____	Masse mouton : _____	- diamètre : _____	- diamètre : _____
Z : _____	Hauteur de chute : _____	- angle au sommet : _____	- longueur : _____
		- hauteur : _____	- masse : _____
		- masse : _____	- masse porte pointe : _____





. R.N.1.
- PONT PK 10+283 .

RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE .

Dossier n° _____

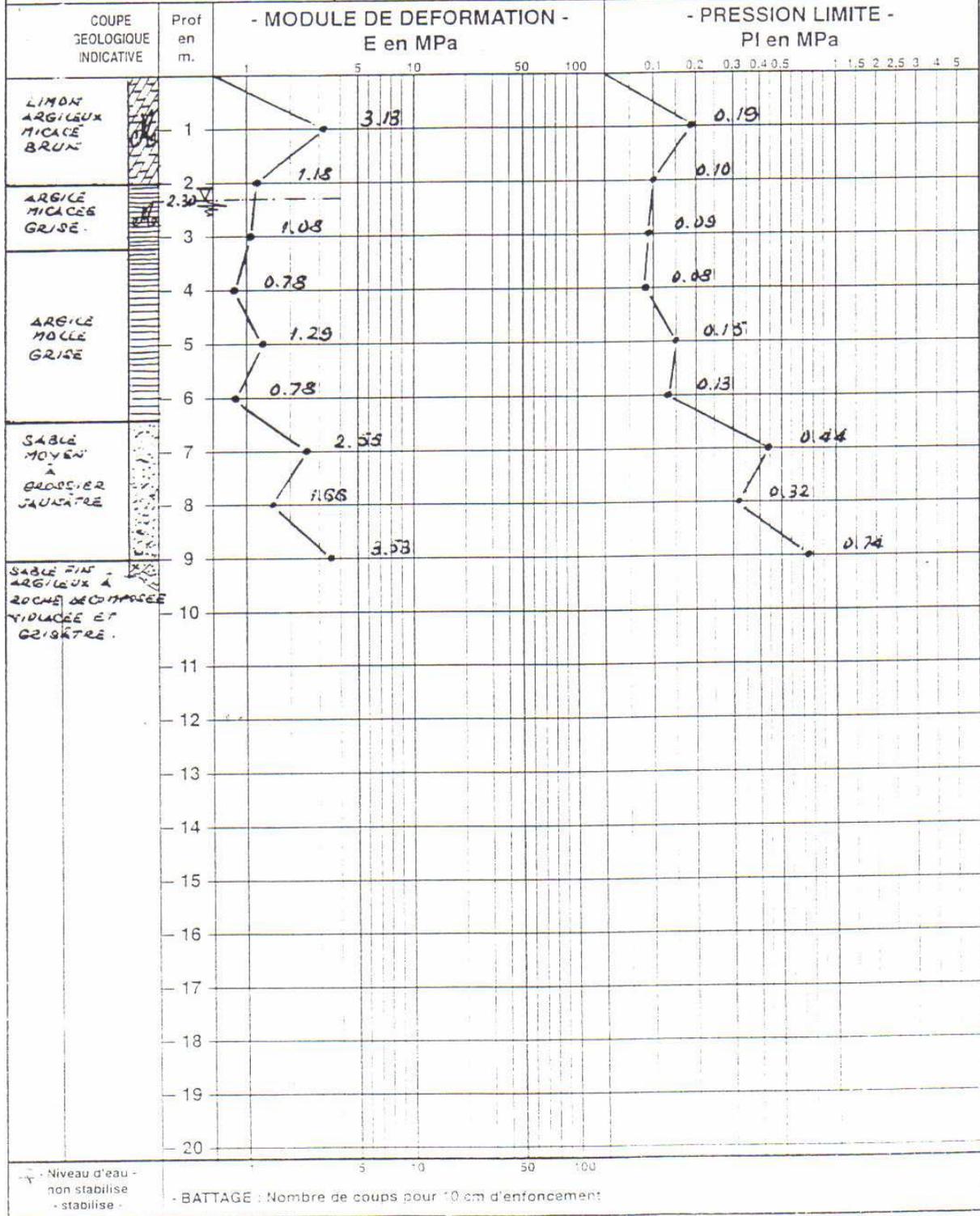
Graphique n° _____

Date: _____

ANNEXE XI 2

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE N° PR 4

X: _____ Y: _____ Z: _____



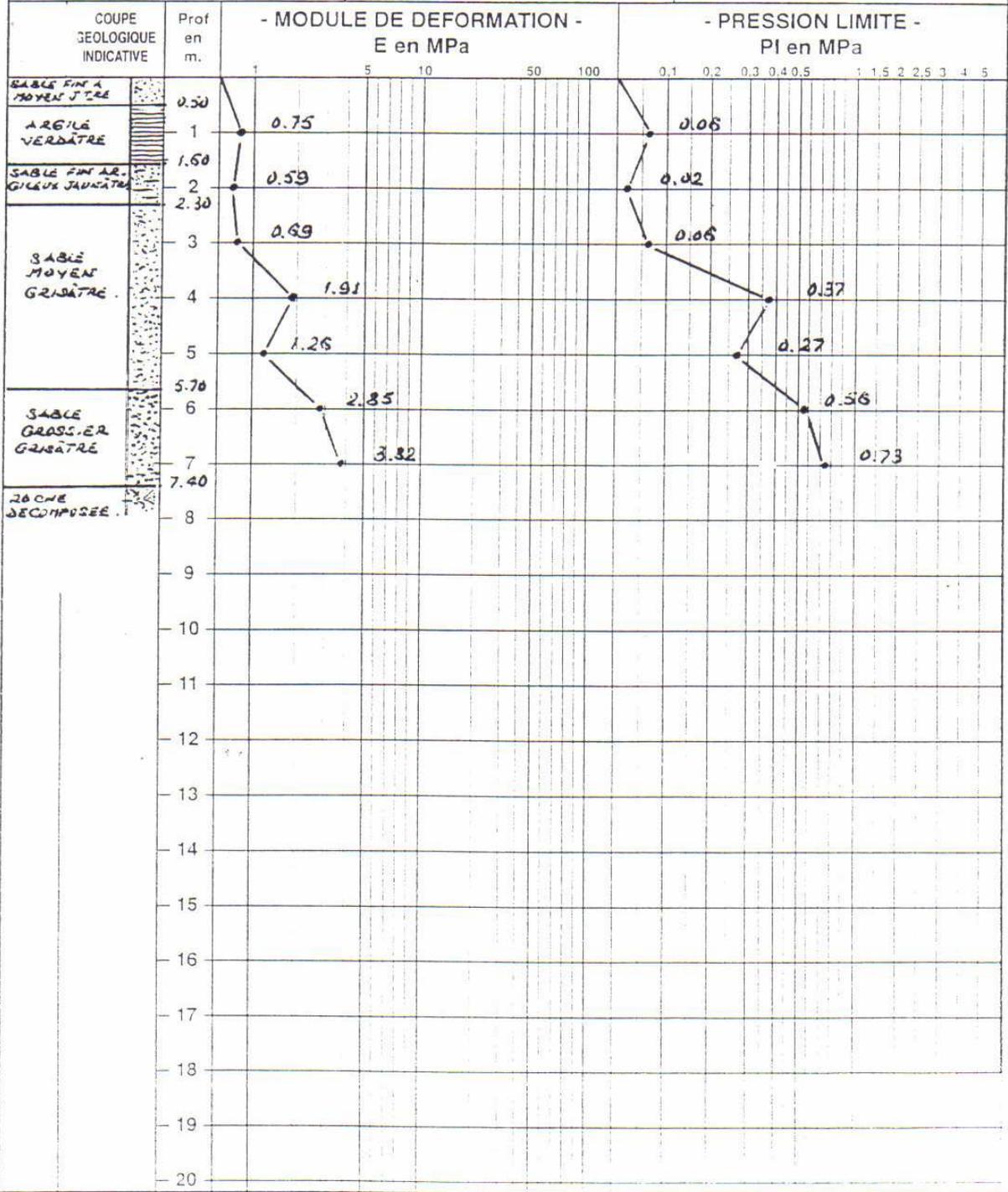


. RN.1 .
 . PONT PK 10+283 .
 . RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE .

Dossier n° _____
 Graphique n° _____
 Date: _____

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE N° PR.5.

X: _____ Y: _____ Z: _____



Niveau d'eau non stabilisé
 Niveau d'eau stabilisé
 - BATTAGE : Nombre de coups pour 10 cm d'enfoncement



RN.1.

- PONT PK 10+283 -

- RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE -

Dossier n° _____

Graphique n° _____

Date: _____

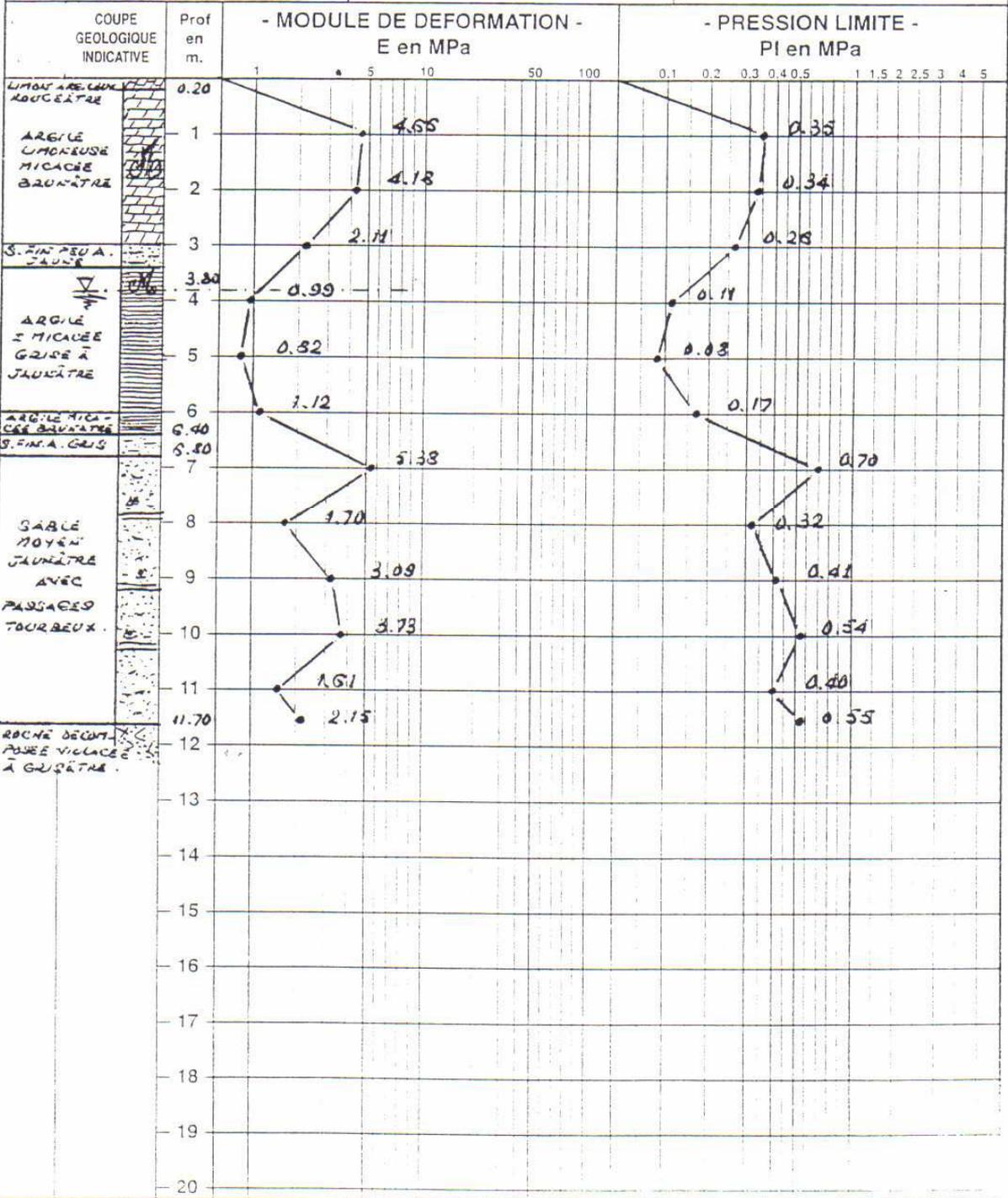
KONTAKA 21.2

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE N° . PR.6 .

X : _____

Y : _____

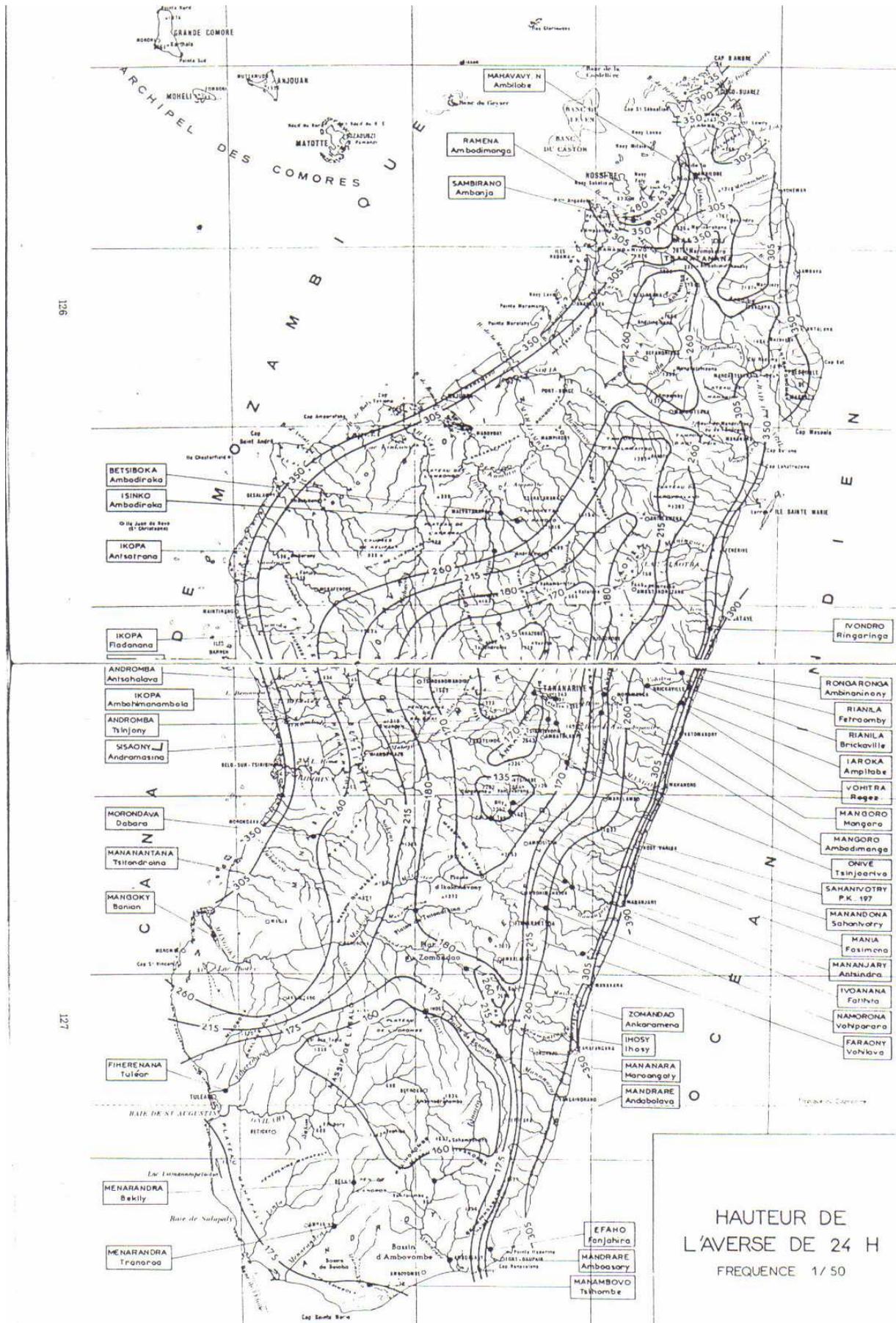
Z : _____



- Niveau d'eau non stabilise -
- stabilise -

- BATTAGE : Nombre de coups pour 10 cm d'entree

A N N E X E III
CARTE PLUVIOMETRIQUE DE
MADAGASCAR





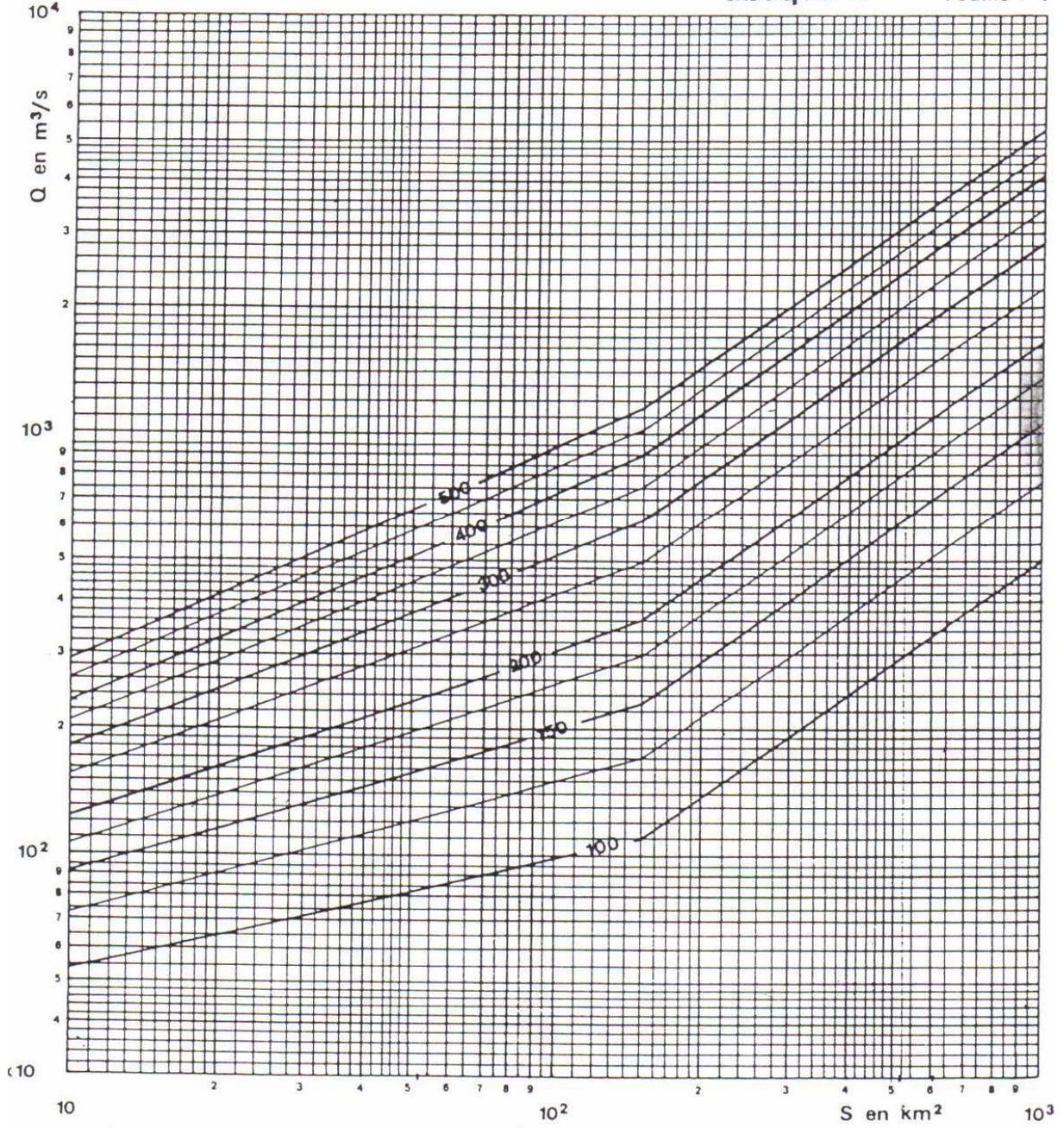
HAUTEUR DE
 L' AVERSE DE 24 H
 FREQUENCE 1/100

RELATION DEBIT - SURFACE

pour une fonction de pente $F(I) = 1$

abaque 3

Feuille : 1



A N N E X E V

**CALCUL DES EFFORTS DUS AUX
DIFFERENTES SOLLICITATIONS**

CALCUL DES EFFORTS

VI – Distribution des efforts horizontaux

A/ Efforts dus au retrait-fluage et température :

Le retrait, le fluage et la diminution de température ont pour effet de réduire la longueur des travées. Les têtes d'appui sont alors soumises à des déplacements parallèles à l'axe du pont.

Le coefficient de raccourcissement du béton pour notre projet est de $\lambda = 9,51 \cdot 10^{-4}$ sous l'action de retrait, du fluage et de la température.

Soient Δ_1 et Δ_2 les déplacements relatifs des appuis (1) et (2) d'une travée.

Soit x l'abscisse au point du tablier de déplacement nul

L'appui (1) se déplace de $\Delta_1 = \lambda x$ (1)

L'appui (2) se déplace de $\Delta_2 = \lambda (22 - x)$ (2)

Les déplacements créent des efforts horizontaux F_1 et F_2 en ces appuis tels que :

$$F_1 + F_2 = 0$$

$$\Delta_1 = F_1 [T / 2 G_{ab} + l_1^3 / 3EI_1] = F_1 K_1$$

$$\Delta_2 = F_2 [T/2 G_{ab} + l_2^3/3]$$

le système d'équation donne :

$$\Delta_1 / K_1 + \Delta_2 / K_2 = 0$$

en introduisant les valeurs de l_1 et l_2 nous avons $x / K_1 - 22-x / K_2 = 0$

$$\Rightarrow x = 22 \cdot x \cdot I_1 / K_2 + K_1$$

$$\Rightarrow F_1 = \lambda x / K_1 \text{ et } F_2 = -\lambda(22-x) / K_2$$

Dans notre projet, les travées sont indépendantes, l'effort horizontal résultant à un appui (i) sera la somme algébrique du F_{1i} et F_{2i} pour cet appui.

Les efforts étant d'une longue durée d'application, nous prendrons :

$$G = 80 \text{ T/m}^2 \text{ et } E = 7000 \cdot 1,2 \cdot \sigma'_{28} = 1328157 \text{ T/m}^2$$

Travée	$I_1(\text{m}^4)$	$L_1(\text{m})$	$I_2(\text{m}^4)$	$L_2(\text{m})$	K_1	K_2	F1	F2
C1-P2	0,5	4,5	1,372	7,5	$1,71 \cdot 10^{-3}$	$1,74 \cdot 10^{-3}$	6,11	-6,11
P2-c3	1,372	7,5	0,5	4,5	$1,74 \cdot 10^{-3}$	$1,71 \cdot 10^{-3}$	6,1	-6,11

A partir de ce tableau nous obtenons les efforts dus au retrait-fluage-température sur chaque appui :

Appui	cl	P2	C3
Efforts (T)	6,11	0	-6,11

b/ Efforts dûs au freinage

Pour la surcharge A(1), l'effort de freinage est égal au vingtième de sa valeur

$$F(A(1)) = 1/20[1,567 \times 7 \times 22] = 12T$$

Pour le système Bc, il est égal à $F(Bc) = 25 T$

Donc l'effort à prendre en compte dans les calculs est celui du Bc.

c/ Efforts dû au courant

Le cas le plus défavorable correspond à la vitesse maximale du courant. La poussée est obtenue par la formule $P = 38V^2 \quad V [m/s]$

$$\Rightarrow P_{\max} = 1,28 T/m^2 \text{ correspondant au courant extrême.}$$

$$P = 1,28 \times 1,40 = 1,792 T/ml$$

La réparation du poussée le long du fut est la suivante :

La résultante est appliquée à 2 m de la base et a pour valeur $P2 = 32,25 T$

d/ Effet dû au vent :

La pression due au vent est prise égale à $P = 400kg/m^2$ (cf fascicule 61 A titre I)

La pression totale due au vent est égale à

$$PV = (0,4 \times 1,4 \times 1,5) + [0,4(1,65 + 1,01 \times 0,9)] + 0,04/2(1,22 + 0,1 \times 0,9)] \times 22$$

$$\Rightarrow Pv = 16,5 T$$

IV – 2 Efforts verticaux :

a/ Charge permanente

* superstructure :

$$P_{\text{SUP}} = 2 \times (3,05 \times 22) + (2,89 \times 22) + (0,24 \times 0,82 \times 5,1 \times 2,5 \times 5)$$

$$\Rightarrow P_{\text{SUP}} = 210,33 T$$

* chevêtre : $P_{\text{ch}} = 215 \times 1,40 \times 1,30 \times 8,70$

$$P_{\text{ch}} = 39,60 T$$

$$*fût : P_{fût} = 2,8 \times 6 \times 1,40 \times 6,10$$

$$P_{fût} = 143,5 \text{ T}$$

*semelle :

$$P_{sem} = 215 \times 1,60 \times 4,80 \times 7 = 134,4 \text{ T}$$

$$P_{sem} = 134,4 \text{ T}$$

- en PHEC la poussée d'Archimède agissant sur la pile est : $P_{arch} = 53,1 \text{ T}$

$$d'où P_{tot} (CP) = 210,33 + 39,60 + 143,5 + 134,4 - 53,1$$

$$P_{tot} (CP) = 474,73 \text{ T}$$

b/ Surcharge d'exploitation

$$A(1) = 1,567 \times 22 \times 7 = 241,32 \text{ T}$$

$$Bc = 100 \times 1,411 = 141,1 \text{ T}$$

$$\Rightarrow P (CE) = 241,32 \text{ T}$$

V-3 Torseur de ces efforts aux centre de gravité de la semelle :

En prenant un axe défini comme suit :

Ox : vertical de haut vers le bas

Oy : horizontal suivant l'axe du pont

OZ : horizonttal perpendiculaire à l'axe du pont

Efforts	N(T)	Ty(T)	Tz(T)	My(Tm)	Mz(Tm)
Charge permanente	474,73	-	-	-	-
Surcharge	241,32	-	-	-	-
Freinage	-	25	-	-	237,5
Vent	-	-	16,5	78,38	-
Courant	-	-	32,25	64,5	-
Retrait-fluage- température	-	-	-	-	-
*pile	-	-	-	-	-
*culée	-	6,11	-	-	58

Suivant les 2 états limites nous avons :

ELU :

$$S = 1,35G + 1,5Q + 1,3(F + V + C) + 0,8RFT$$

ELS

$$S = G + Q + F + V + C + RFT$$

Avec G : charge permanente Q : surcharge d'exploitation F : freinage V : vent

C :courant RFT : retrait-fulage-température

*Pour la pile :

*** Pour la pile**

ELU et ELS

N	Ty	Tz	My	Mz
1002,87T	32,5T	63,38T	185,75Tm	308,75Tm
716,05T	25T	48,75T	142,88T	237,5T

*Pour la culée

ELU

N=450,06T

Ty=37,39T

Tz=0

Mz=76,64Tm

ELS

N=317,7T

Tz=31,11T

Mz=64,10Tm

ANNEXE VI

**TABLEAUX DE DIMENSIONNEMENT
DES PIEUX**

TABLEAU DE DIMENSIONNEMENT DE PIEUX

Type de pieu.....: Pieu foré fût béton
 Méthode de calcul.....: Pressiomètre
 Profondeur de la nappe...: 2.20
 Couche(s) d'ancrage.....: 2
 3
 4
 5
 Neutralisation frot.lat.: 5.00 m
 Contrainte intrinseque...: 5.00 MPa

B en m	L en m	H en m	Charge admissible en KN			Contrainte adm.en MPa		
			Total	Pointe	Latéral	Total	Pointe	Latéral
0.60		6.0	24.71	10.95	13.76	0.0874	0.03872	0.0487
0.70		6.0	30.15	14.90	15.25	0.0784	0.03872	0.0396
0.80		6.0	35.98	19.46	16.52	0.0716	0.03872	0.0329
0.90		6.0	42.18	24.63	17.55	0.0663	0.03872	0.0276
1.00		6.0	48.76	30.41	18.35	0.0621	0.03872	0.0234
1.10		6.0	55.72	36.79	18.92	0.0586	0.03872	0.0199
1.20		6.0	63.06	43.79	19.27	0.0558	0.03872	0.0170
0.60		7.0	79.34	31.14	48.21	0.2806	0.11012	0.1705
0.70		7.0	88.55	42.22	46.33	0.2301	0.10971	0.1204
0.80		7.0	105.13	54.97	50.16	0.2091	0.10936	0.0998
0.90		7.0	122.67	69.38	53.29	0.1928	0.10905	0.0838
1.00		7.0	141.17	85.44	55.73	0.1797	0.10879	0.0710
1.10		7.0	160.63	103.16	57.47	0.1690	0.10855	0.0605
1.20		7.0	181.04	122.53	58.52	0.1601	0.10834	0.0517
0.60		8.0	117.42	31.67	85.75	0.4153	0.11201	0.3033
0.70		8.0	137.99	42.95	95.04	0.3586	0.11160	0.2470
0.80		8.0	158.83	55.92	102.90	0.3160	0.11125	0.2047
0.90		8.0	179.92	70.59	109.33	0.2828	0.11096	0.1719
1.00		8.0	192.73	86.94	105.79	0.2454	0.11069	0.1347
1.10		8.0	214.07	104.98	109.10	0.2253	0.11046	0.1148
1.20		8.0	235.78	124.70	111.08	0.2085	0.11026	0.0982
0.60		9.0	231.17	65.14	166.03	0.8176	0.23037	0.5872
0.70		9.0	272.34	88.32	184.02	0.7077	0.22950	0.4782
0.80		9.0	314.23	114.99	199.24	0.6251	0.22876	0.3964
0.90		9.0	302.35	145.14	157.21	0.4753	0.22815	0.2471
1.00		9.0	343.17	178.77	164.40	0.4369	0.22761	0.2093
1.10		9.0	385.40	215.86	169.54	0.4055	0.22714	0.1784
1.20		9.0	429.05	256.43	172.62	0.3794	0.22673	0.1526

Dr: PONT DU PK 10+283 RIVE GAUCHE

TABLEAU DE DIMENSIONNEMENT DE PIEUX

Type de pieu.....: Pieu foré fût béton

Méthode de calcul.....: Pressiomètre

Profondeur de la nappe...: 3.80

Couche(s) d'ancrage.....: 3

4

Neutralisation frot.lat.: 6.20 m

Contrainte intrinsèque...: 5.00 MPa

B en m	L en m	H en m	Charge admissible en KN			Contrainte adm.en MPa		
			Total	Pointe	Latéral	Total	Pointe	Latéral
0.60		9.0	77.77	33.19	44.58	0.2751	0.11738	0.1577
0.60		9.0	173.65	33.19	140.46	0.6142	0.11738	0.4968
0.70		9.0	97.19	45.17	52.01	0.2525	0.11738	0.1352
0.70		9.0	200.85	45.17	155.68	0.5219	0.11738	0.4045
0.80		9.0	118.45	59.00	59.44	0.2356	0.11738	0.1183
0.80		9.0	227.55	59.00	168.55	0.4527	0.11738	0.3353
0.90		9.0						Ancrage critique non atteint !!!
0.90		9.0						Ancrage critique non atteint !!!
1.00		9.0						Ancrage critique non atteint !!!
1.00		9.0						Ancrage critique non atteint !!!
1.10		9.0						Ancrage critique non atteint !!!
1.10		9.0						Ancrage critique non atteint !!!
1.20		9.0						Ancrage critique non atteint !!!
1.20		9.0						Ancrage critique non atteint !!!
0.60		10.0	95.34	33.72	61.62	0.3372	0.11926	0.2179
0.60		10.0	228.16	33.72	194.44	0.8070	0.11926	0.6877
0.70		10.0	117.79	45.90	71.89	0.3061	0.11926	0.1868
0.70		10.0	261.40	45.90	215.51	0.6792	0.11926	0.5600
0.80		10.0	142.11	59.94	82.16	0.2827	0.11926	0.1635
0.80		10.0	293.28	59.94	233.33	0.5835	0.11926	0.4642
0.90		10.0	168.30	75.87	92.43	0.2645	0.11926	0.1453
0.90		10.0	323.78	75.87	247.91	0.5090	0.11926	0.3897
1.00		10.0	196.36	93.66	102.70	0.2500	0.11926	0.1308
1.00		10.0	352.92	93.66	259.26	0.4494	0.11926	0.3301
1.10		10.0	226.30	113.33	112.97	0.2381	0.11926	0.1189
1.10		10.0	380.69	113.33	267.36	0.4006	0.11926	0.2813
1.20		10.0						Ancrage critique non atteint !!!
1.20		10.0						Ancrage critique non atteint !!!
0.60		11.0	112.91	34.25	78.66	0.3993	0.12113	0.2782
0.60		11.0	282.67	34.25	248.43	0.9998	0.12113	0.8786
0.70		11.0	138.38	46.62	91.77	0.3596	0.12113	0.2385
0.70		11.0	321.95	46.62	275.34	0.8366	0.12113	0.7155
0.80		11.0	165.76	60.89	104.88	0.3298	0.12113	0.2086
0.80		11.0	359.00	60.89	298.11	0.7142	0.12113	0.5931
0.90		11.0	195.05	77.06	117.99	0.3066	0.12113	0.1855
0.90		11.0	393.80	77.06	316.74	0.6190	0.12113	0.4979
1.00		11.0	226.23	95.14	131.10	0.2880	0.12113	0.1669
1.00		11.0	426.37	95.14	331.23	0.5429	0.12113	0.4217
1.10		11.0	259.32	115.11	144.21	0.2729	0.12113	0.1517
1.10		11.0	456.70	115.11	341.58	0.4806	0.12113	0.3594
1.20		11.0	294.31	137.00	157.32	0.2602	0.12113	0.1391
1.20		11.0	484.79	137.00	347.80	0.4286	0.12113	0.3075
0.60		12.0	152.53	53.76	98.78	0.5395	0.19013	0.3682
0.60		12.0	354.98	53.76	301.23	1.2555	0.19013	1.0654
0.70		12.0	188.41	73.17	115.24	0.4896	0.19013	0.2994

ANNEXE VII

**TABLEAUX DONNANTS
LES COEFFICIENTS R,S,f,g,h,j**

TABLEAUX DE V.DAVIDOVICI

COEFFICIENTS 'R' ANNEXE 2

PIEU $u = Z/\sqrt{I_0}$	ENCASTRE			ARTICULE			LIBRE		
	f ₁	f ₂	f ₃	f ₁	f ₂	f ₃	f ₁	f ₂	f ₃
0.05	11.95	5.95	4.00	3.00	3.00	3.00	0.00	0.00	0.00
0.10	12.00	6.00	4.00	3.00	3.00	3.00	0.00	0.00	0.00
0.15	12.00	6.00	4.00	3.00	3.00	3.00	0.00	0.00	0.00
0.20	12.00	6.00	4.00	3.00	3.00	3.00	0.00	0.00	0.00
0.25	12.01	6.00	4.00	3.00	3.00	3.00	0.01	0.00	0.00
0.30	12.01	6.00	4.00	3.00	3.00	3.00	0.02	0.01	0.00
0.35	12.02	6.00	4.00	3.03	3.01	3.00	0.03	0.02	0.01
0.40	12.04	6.01	4.00	3.05	3.01	3.00	0.04	0.03	0.02
0.45	12.06	6.01	4.00	3.08	3.01	3.00	0.05	0.04	0.03
0.50	12.05	6.01	4.00	3.12	3.01	3.00	0.06	0.04	0.03
0.55	12.14	6.02	4.00	3.18	3.01	3.00	0.08	0.05	0.04
0.60	12.15	6.03	4.00	3.25	3.01	3.00	0.10	0.06	0.05
0.65	12.26	6.04	4.01	3.35	3.06	3.01	0.16	0.10	0.08
0.70	12.34	6.05	4.01	3.45	3.06	3.01	0.22	0.14	0.11
0.75	12.47	6.07	4.01	3.55	3.06	3.01	0.30	0.19	0.15
0.80	12.61	6.05	4.02	3.61	3.11	3.02	0.40	0.26	0.21
0.85	12.77	6.11	4.02	3.61	3.16	3.03	0.52	0.35	0.28
0.90	12.97	6.14	4.02	3.75	3.22	3.04	0.68	0.46	0.37
0.95	13.21	6.17	4.02	3.81	3.28	3.06	0.88	0.60	0.49
1.00	13.46	6.21	4.04	3.86	3.34	3.08	1.12	0.78	0.63
1.05	13.70	6.24	4.05	3.92	3.40	3.10	1.40	1.00	0.83
1.10	14.16	6.30	4.06	4.00	3.46	3.12	1.72	1.28	1.05
1.15	14.58	6.36	4.07	4.08	3.52	3.14	2.08	1.62	1.34
1.20	15.06	6.43	4.08	4.17	3.58	3.16	2.48	2.00	1.65
1.25	15.59	6.50	4.09	4.24	3.64	3.18	2.92	2.42	1.98
1.30	16.20	6.58	4.11	4.31	3.70	3.20	3.40	2.88	2.35
1.35	16.87	6.66	4.12	4.38	3.76	3.22	3.92	3.40	2.78
1.40	17.62	6.74	4.14	4.44	3.82	3.24	4.48	3.96	3.18
1.45	18.44	6.82	4.16	4.50	3.88	3.26	5.08	4.56	3.62
1.50	19.34	6.90	4.18	4.56	3.94	3.28	5.72	5.16	4.02
1.55	20.33	7.00	4.21	4.62	4.00	3.30	6.40	5.78	4.42
1.60	21.42	7.12	4.24	4.68	4.06	3.32	7.12	6.42	4.82
1.65	22.71	7.24	4.27	4.74	4.12	3.34	7.88	7.08	5.22
1.70	24.23	7.37	4.30	4.80	4.18	3.36	8.68	7.76	5.62
1.75	25.98	7.50	4.33	4.86	4.24	3.38	9.52	8.46	6.02
1.80	27.97	7.64	4.37	4.92	4.30	3.40	10.40	9.18	6.42
1.85	29.21	7.78	4.41	4.98	4.36	3.42	11.32	9.92	6.82
1.90	30.64	7.94	4.44	5.04	4.42	3.44	12.28	10.68	7.22
1.95	32.28	8.10	4.48	5.10	4.48	3.46	13.28	11.46	7.62
2.00	34.14	8.28	4.52	5.16	4.54	3.48	14.32	12.26	8.02
2.05	36.23	8.46	4.56	5.22	4.60	3.50	15.40	13.08	8.42
2.10	38.57	8.64	4.60	5.28	4.66	3.52	16.52	13.92	8.82
2.15	41.28	8.82	4.64	5.34	4.72	3.54	17.68	14.78	9.22
2.20	44.38	9.00	4.68	5.40	4.78	3.56	18.88	15.66	9.62
2.25	47.89	9.18	4.72	5.46	4.84	3.58	20.12	16.56	10.02
2.30	51.84	9.36	4.76	5.52	4.90	3.60	21.40	17.48	10.42
2.35	56.25	9.54	4.80	5.58	4.96	3.62	22.72	18.42	10.82
2.40	61.14	9.72	4.84	5.64	5.02	3.64	24.08	19.38	11.22
2.45	66.53	9.90	4.88	5.70	5.08	3.66	25.48	20.36	11.62
2.50	72.44	10.08	4.92	5.76	5.14	3.68	26.92	21.36	12.02
2.55	78.89	10.26	4.96	5.82	5.20	3.70	28.40	22.38	12.42
2.60	85.91	10.44	5.00	5.88	5.26	3.72	29.92	23.42	12.82
2.65	93.52	10.62	5.04	5.94	5.32	3.74	31.48	24.48	13.22
2.70	101.75	10.80	5.08	6.00	5.38	3.76	33.08	25.56	13.62
2.75	110.62	11.00	5.12	6.06	5.44	3.78	34.72	26.66	14.02
2.80	120.16	11.20	5.16	6.12	5.50	3.80	36.40	27.78	14.42
2.85	130.49	11.40	5.20	6.18	5.56	3.82	38.12	28.92	14.82
2.90	141.64	11.60	5.24	6.24	5.62	3.84	39.88	30.08	15.22
2.95	153.64	11.80	5.28	6.30	5.68	3.86	41.68	31.26	15.62
3.00	167.51	12.00	5.32	6.36	5.74	3.88	43.52	32.46	16.02

COEFFICIENTS 'S' ANNEXE 3

PIEU $u = Z/\sqrt{I_0}$	ENCASTRE			ARTICULE			LIBRE		
	s ₁	s ₂	s ₃	s ₁	s ₂	s ₃	s ₁	s ₂	s ₃
0.05	0.05	0.00	0.00	5824.20	251.21	14.56	23579.56	599.49	19.55
0.10	0.10	0.00	0.00	781.70	16.17	1.42	2555.63	145.98	10.00
0.15	0.15	0.01	0.00	625.46	33.51	5.03	888.97	68.67	6.67
0.20	0.20	0.02	0.00	515.63	18.77	3.75	335.05	37.50	5.00
0.25	0.25	0.03	0.01	48.11	12.00	3.00	152.05	24.00	4.00
0.30	0.30	0.04	0.01	21.92	8.34	2.50	111.22	16.67	3.33
0.35	0.35	0.06	0.01	17.66	6.13	2.14	70.10	12.25	2.86
0.40	0.40	0.08	0.02	11.91	4.70	1.88	47.02	9.78	2.50
0.45	0.45	0.12	0.02	8.25	3.72	1.67	33.09	7.42	2.00
0.50	0.45	0.16	0.04	4.24	3.02	1.50	24.15	6.01	1.62
0.55	0.45	0.20	0.05	4.77	2.51	1.37	18.24	5.07	1.30
0.60	0.44	0.25	0.07	3.78	2.11	1.25	14.11	4.19	1.07
0.65	0.59	0.31	0.07	3.05	1.81	1.16	11.17	3.57	0.90
0.70	0.63	0.38	0.09	2.53	1.57	1.08	9.01	3.09	0.78
0.75	0.67	0.45	0.11	2.14	1.38	1.01	7.39	2.70	0.68
0.80	0.71	0.52	0.13	1.85	1.23	0.95	6.12	2.38	0.60
0.85	0.74	0.59	0.15	1.63	1.10	0.89	5.29	2.11	0.53
0.90	0.77	0.66	0.17	1.46	0.99	0.84	4.65	1.85	0.47
0.95	0.80	0.73	0.20	1.33	0.91	0.81	4.12	1.61	0.42
1.00	0.83	0.79	0.23	1.23	0.83	0.77	3.77	1.45	0.38
1.05	0.85	0.85	0.25	1.15	0.77	0.74	3.58	1.32	0.35
1.10	0.87	0.91	0.28	1.09	0.72	0.71	3.46	1.20	0.33
1.15	0.88	0.96	0.31	1.04	0.68	0.68	3.38	1.12	0.31
1.20	0.89	1.01	0.35	1.01	0.64	0.64	3.32	1.04	0.29
1.25	0.90	1.06	0.39	0.98	0.61	0.62	3.26	0.97	0.28
1.30	0.91	1.11	0.43	0.96	0.58	0.60	3.21	0.91	0.27
1.35	0.91	1.16	0.47	0.94	0.56	0.59	3.16	0.86	0.26
1.40	0.92	1.21	0.51	0.92	0.54	0.57	3.11	0.81	0.25
1.45	0.92	1.26	0.55	0.92	0.52	0.56	3.06	0.77	0.24
1.50	0.92	1.31	0.59	0.92	0.50	0.55	3.01	0.73	0.23
1.55	0.92	1.36	0.63	0.92	0.48	0.54	2.96	0.69	0.22
1.60	0.92	1.41	0.67	0.92	0.46	0.53	2.91	0.66	0.21
1.65	0.92	1.46	0.71	0.92	0.44	0.52	2.86	0.63	0.20
1.70	0.92	1.51	0.75	0.92	0.42	0.51	2.81	0.60	0.19
1.75	0.92	1.56	0.79	0.92	0.40	0.50	2.76	0.57	0.18
1.80	0.92	1.61	0.83	0.92	0.38	0.49	2.71	0.54	0.17
1.85	0.92	1.66	0.87	0.92	0.36	0.48	2.66	0.51	0.16
1.90	0.92	1.71	0.91	0.92	0.34	0.47	2.61	0.48	0.15
1.95	0.92	1.76	0.95	0.92	0.32	0.46	2.56	0.45	0.14
2.00	0.92	1.81	0.99	0.92	0.30	0.45	2.51	0.42	0.13
2.05	0.92	1.86	1.03	0.92	0.28	0.44	2.46	0.39	0.12
2.10	0.92	1.91	1.07	0.92	0.26	0.43	2.41	0.36	0.11
2.15	0.92	1.96	1.11	0.92	0.24	0.42	2.36	0.33	0.10
2.20	0.92	2.01	1.15	0.92	0.22	0.41	2.31	0.30	0.09
2.25	0.92	2.06	1.19	0.92	0.20	0.40	2.26	0.27	0.08
2.30	0.92	2.11	1.23	0.92	0.18	0.39	2.21	0.24	0.07
2.35	0.92	2.16	1.27	0.92	0.16	0.38	2.16	0.21	0.06
2.40	0.92	2.21	1.31	0.92	0.14	0.37	2.11	0.18	0.05
2.45	0.92	2.26	1.35	0.92	0.12	0.36	2.06	0.15	0.04
2.50	0.92	2.31	1.39	0.92	0.10	0.35	2.01	0.12	0.03
2.55	0.92	2.36	1.43	0.92	0.08	0.34	1.96	0.09	0.02
2.60	0.92	2.41	1.47	0.92	0.06	0.33	1.91	0.06	0.01
2.65	0.92	2.46	1.51	0.92	0.04	0.32	1.86	0.03	0.00
2.70	0.92	2.51	1.55	0.92	0.02	0.31	1.81	0.00	0.00
2.75	0.92	2.56	1.59	0.92	0.00	0.30	1.76	0.00	0.00
2.80	0.92	2.61	1.63	0.92	0.00	0.29	1.71	0.00	0.00
2.85	0.92	2.66	1.67	0.92	0.00	0.28	1.66	0.00	0.00
2.90	0.92	2.71	1.71	0.92	0.00	0.27	1.61	0.00	0.00
2.95	0.92	2.76	1.75	0.92	0.00	0.26	1.56	0.00	0.00
3.00	0.92	2.81	1.79	0.92	0.00	0.25	1.51	0.00	0.00

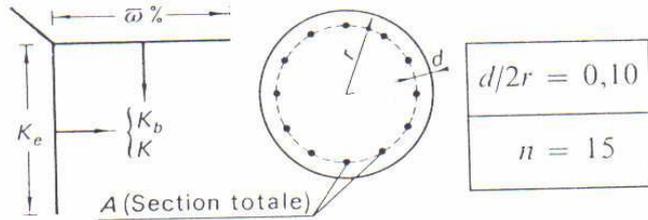
FLEXION COMPOSÉE

Tableau 4.56. Sections circulaires pleines avec armatures uniformément réparties (partiellement comprimées).

Données : N, M, r, A
 N et M au centre

$$K_e = Nr/M, \quad \tilde{\omega} = 100A/\pi r^2$$

Résultats : $\sigma'_b = \frac{1}{K_b} \frac{M}{r^3}, \quad \sigma_a = K \sigma'_b$



(Pour l'utilisation voir aussi le paragraphe 4.7.3.)

$K_e \backslash \tilde{\omega} (\%)$	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50
3,2	$K_b = 0,45$ $K = 0,08$	0,47 0,00									
3,0	0,46 0,65	0,48 0,55	0,50 0,46	0,52 0,38	0,54 0,31	0,56 0,25	0,58 0,19	0,60 0,14	0,64 0,04		
2,8	0,47 1,32	0,49 1,20	0,51 1,09	0,53 1,00	0,55 0,91	0,58 0,83	0,60 0,77	0,62 0,70	0,66 0,59	0,70 0,50	0,74 0,42
2,6	0,48 2,14	0,50 1,97	0,52 1,83	0,55 1,71	0,57 1,61	0,59 1,51	0,61 1,43	0,63 1,36	0,67 1,22	0,72 1,12	0,76 1,02
2,4	0,48 3,14	0,51 2,91	0,53 2,72	0,55 2,56	0,58 2,43	0,60 2,31	0,62 2,20	0,65 2,11	0,69 1,95	0,73 1,81	0,78 1,70
2,2	0,48 4,41	0,51 4,07	0,54 3,80	0,56 3,58	0,59 3,39	0,61 3,23	0,63 3,10	0,66 2,98	0,71 2,78	0,75 2,61	0,80 2,48
2,0	0,48 6,06	0,51 5,51	0,54 5,11	0,56 4,80	0,59 4,54	0,62 4,33	0,64 4,15	0,67 3,99	0,72 3,73	0,77 3,52	0,82 3,35
1,8	0,46 8,23	0,50 7,33	0,53 6,72	0,56 6,26	0,59 5,90	0,62 5,61	0,65 5,36	0,68 5,16	0,73 4,82	0,78 4,56	0,83 4,34
1,6	0,44 11,13	0,49 9,60	0,52 8,66	0,56 8,00	0,59 7,49	0,62 7,10	0,65 6,77	0,68 6,50	0,74 6,06	0,80 5,73	0,85 5,46
1,4	0,41 14,89	0,47 12,36	0,51 10,96	0,55 10,02	0,59 9,33	0,62 8,80	0,66 8,37	0,69 8,02	0,75 7,47	0,81 7,05	0,87 6,72
1,2	0,37 19,50	0,44 15,59	0,50 13,60	0,54 12,22	0,58 11,41	0,62 10,72	0,66 10,17	0,69 9,72	0,76 9,03	0,82 8,51	0,88 8,11
1,0	0,34 24,71	0,42 19,18	0,48 16,52	0,53 14,87	0,58 13,71	0,62 12,84	0,66 12,16	0,69 11,61	0,76 10,76	0,83 10,13	0,90 9,64
0,8	0,31 30,22	0,40 23,03	0,46 19,68	0,52 17,63	0,57 16,21	0,61 15,15	0,66 14,32	0,70 13,66	0,77 12,64	0,84 11,90	0,91 11,32
0,6	0,28 35,84	0,38 27,06	0,45 23,02	0,51 20,57	0,56 18,88	0,61 17,63	0,66 16,66	0,70 15,88	0,78 14,69	0,86 13,82	0,93 13,16
0,4	0,27 41,53	0,37 31,24	0,44 26,53	0,50 23,68	0,56 21,73	0,61 20,29	0,66 19,17	0,70 18,27	0,79 16,91	0,87 15,92	0,95 15,16
0,2	0,25 47,30	0,36 35,56	0,43 30,20	0,50 26,97	0,56 24,76	0,61 23,13	0,66 21,86	0,71 20,85	0,80 19,31	0,89 18,19	0,97 17,34
0,0	0,24 53,19	0,35 40,06	0,43 34,07	0,50 30,46	0,56 27,99	0,61 26,17	0,67 24,76	0,72 23,63	0,82 21,92	0,91 20,67	1,00 19,72

FLEXION COMPOSÉE

Tableau 4.58. Sections circulaires pleines avec armatures uniformément réparties (partiellement comprimées).

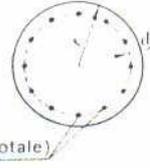
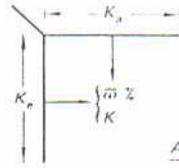
Données : N, M, r, σ_a

N et M au centre

$$K_e = Nr/M \quad K_a = M/r^3 \sigma_a$$

Résultats :

$$A = \frac{\bar{\omega} \pi r^2}{100} \quad \sigma_b = \frac{1}{K} \sigma_a$$



$d/2r = 0,10$
 $n = 15$

(Pour l'utilisation voir aussi le paragraphe 4.7.3.)

$K_e \backslash K_a$		0,005	0,0075	0,010	0,015	0,020	0,025	0,050	0,075	0,10	0,15	0,20
2,6	$\bar{\omega} (\%) =$ $\frac{\bar{\omega}}{K} =$											0,05 2,30
2,4											0,21 3,19	0,81 2,68
2,2										0,10 4,66	0,89 3,67	1,68 3,14
2,0									0,18 6,24	0,65 5,26	1,64 4,22	2,64 3,66
1,9									0,41 6,58	0,94 5,58	2,04 4,52	3,16 3,96
1,8								0,13 8,84	0,65 6,94	1,23 5,92	2,46 4,84	3,70 4,27
1,7								0,31 9,24	0,89 7,31	1,54 6,28	2,89 5,19	4,25 4,60
1,6							0,00 14,66	0,49 9,66	1,13 7,71	1,84 6,66	3,33 5,55	

1,5					0,03 17,29	0,10 15,14	0,66 10,10	1,38 8,12	2,16 7,06	3,78 5,93		
1,4				0,04 21,03	0,11 17,81	0,20 15,65	0,85 10,56	1,64 8,56	2,48 7,48	4,24 6,34		
1,3		0,01 31,63	0,03 27,06	0,10 21,60	0,19 18,35	0,30 16,17	1,03 11,04	1,89 9,01	2,81 7,92			
1,2	0,01 39,88	0,04 32,29	0,07 27,68	0,16 22,18	0,28 18,91	0,40 16,71	1,21 11,54	2,15 9,49	3,14 8,39			
1,1	0,04 40,62	0,07 32,97	0,12 28,33	0,23 22,79	0,36 19,50	0,50 17,28	1,39 12,06	2,41 9,99	3,48 8,87			
1,0	0,06 41,40	0,10 33,68	0,16 29,01	0,29 23,42	0,44 20,10	0,61 17,87	1,58 12,60	2,67 10,52	3,82 9,39			
0,9	0,08 42,20	0,14 34,42	0,20 29,71	0,35 24,08	0,52 20,73	0,71 18,48	1,77 13,17	2,94 11,07	4,16 9,92			
0,8	0,10 43,04	0,17 35,19	0,24 30,44	0,41 24,76	0,60 21,39	0,81 19,12	1,95 13,77	3,20 11,64				
0,7	0,12 43,92	0,20 36,00	0,29 31,20	0,48 25,48	0,69 22,08	0,91 19,80	2,14 14,40	3,47 12,25				
0,6	0,14 44,83	0,23 36,83	0,33 32,00	0,54 26,23	0,77 22,80	1,01 20,50	2,33 15,06	3,74 12,89				
0,5	0,17 45,78	0,27 37,71	0,37 32,83	0,60 27,01	0,85 23,56	1,11 21,23	2,51 15,75	4,01 13,56				
0,4	0,19 46,77	0,30 38,63	0,41 33,70	0,66 27,83	0,93 24,35	1,21 22,00	2,70 16,47					
0,3	0,21 47,82	0,33 39,59	0,46 34,61	0,73 28,69	1,01 25,18	1,31 22,81	2,89 17,24					
0,2	0,23 48,91	0,36 40,60	0,50 35,57	0,79 29,59	1,09 26,05	1,41 23,67	3,08 18,04					
0,1	0,25 50,05	0,39 41,65	0,54 36,58	0,85 30,54	1,17 26,97	1,51 24,57	3,27 18,89					
0,0	0,27 51,26	0,42 42,77	0,58 37,64	0,91 31,55	1,26 27,94	1,61 25,51	3,45 19,79					

FLEXION COMPOSÉE

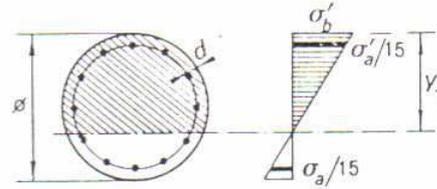
SECTION CIRCULAIRE PLEINE

Tableau 4.60. Détermination de la hauteur de la zone comprimée y_1 et de la contrainte σ'_a de l'armature comprimée.

Données :

$$K, \sigma'_b, \quad K = \sigma_a / \sigma'_b.$$

Résultats : $y_1 = K_{y_1} \phi, \quad \sigma'_a = K' \sigma'_b.$



(Pour l'utilisation voir aussi le paragraphe 4.7.3.)

$d/\phi = 0,05$		K	$d/\phi = 0,10$	
K'	K_{y_1}		K_{y_1}	K'
14,2	0,95	0	0,90	13,3
14,2	0,89	1	0,84	13,2
14,1	0,84	2	0,80	13,1
14,1	0,79	3	0,75	13,0
14,0	0,75	4	0,71	12,9
14,0	0,71	5	0,67	12,8
13,9	0,68	6	0,64	12,7
13,8	0,65	7	0,61	12,6
13,8	0,62	8	0,59	12,4
13,7	0,59	9	0,56	12,3
13,7	0,57	10	0,54	12,2
13,6	0,53	12	0,50	12,0
13,5	0,49	14	0,46	11,8
13,4	0,46	16	0,43	11,5
13,2	0,43	18	0,41	11,3
13,2	0,41	20	0,39	11,1
13,1	0,38	22	0,37	10,8
13,0	0,37	24	0,35	10,7
12,8	0,35	26	0,33	10,4
12,7	0,33	28	0,31	10,2
12,6	0,32	30	0,30	10,0
12,5	0,30	32	0,29	9,8
12,4	0,29	34	0,28	9,5
12,3	0,28	36	0,27	9,3
12,2	0,27	38	0,26	9,1
12,1	0,26	40	0,25	8,9
11,8	0,24	45	0,22	8,3
11,6	0,22	50	0,21	7,8
11,3	0,20	55	0,19	7,2
11,0	0,19	60	0,18	6,7
10,8	0,18	65	0,17	6,1
10,5	0,17	70	0,16	5,55
10,2	0,16	75	0,15	5,00
10,0	0,15	80	0,14	4,55
9,7	0,14	85	0,135	3,9
9,5	0,135	90	0,13	3,34
9,2	0,13	95	0,12	2,78
9,0	0,12	100	0,12	2,22

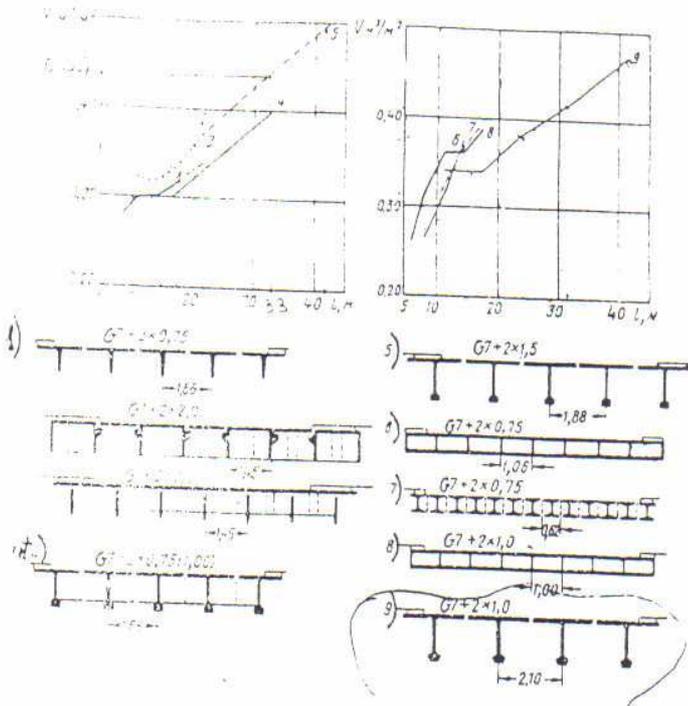


Schéma 5.

Graphique de dosage approximatif en béton pour les superstructures des ponts isostatiques de portée libre jusqu'à 40 m.

Exemple :

$G7 + 2 \times 0,75 \Rightarrow$
 $G = 7 \text{ m}; T = 0,75 \text{ m}$
 G - gabarit
 T - trottoir

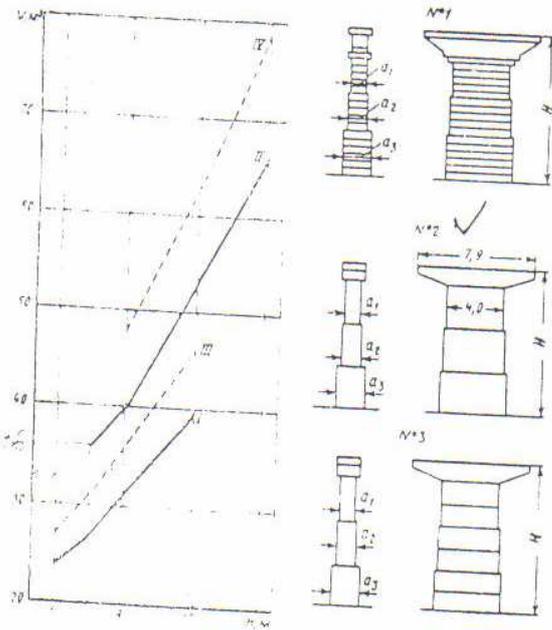


Schéma 6

Graphique de dosage approximatif en béton (V) des piliers massifs en fonction de l'hauteur (H) du pilier pour les superstructures de gabarit $G7 + 2.0,75$. Pour les autres gabarits, le dosage en béton est proportionnel à $G+T$.

Pilier N°1 - préfabriqué;

- " - N°2 - coulé sur place;

- " - N°3 - Semi-préfabriqué;

I - Pilier N°1 ($l_0 = 15 - 20 \text{ m}$);

II - Pilier N°1 ($l_0 = 30 - 40 \text{ m}$);

III - Pilier N°2 et N°3 ($l_0 = 15 - 20 \text{ m}$);

IV - Pilier N°2 et N°3 ($l_0 = 30 - 40 \text{ m}$);

$a_1 = 0,9 - 1,1 \text{ m}; a_2 = 1,1 - 1,5 \text{ m}$

$a_3 = 1,3 - 1,9 \text{ m}$.

Schéma 7

Piliers massifs avec partie supérieure allégée.

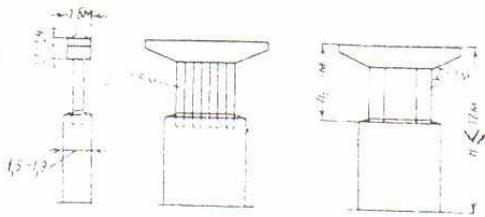


Schéma 8

Graphique de dosage approximatif en béton des piliers-poteaux en fonction de l'hauteur (H) du pili pour les superstructures de gabar G7+2.0,75 (pour les autres gabarits le dosage en béton est proportionnel à :

- à :
- pilier N°1 - G+0,5.T; pilier N°2 - G+T; pilier N°3 - G+2T).
- Piliers N°1 et N°2 - préfabriqués;
- Pilier N°3 - coulé sur place.
- I - pilier N°1 ($l_0 = 12,5-15m$);
- II - pilier N°1 ($l_0 = 20m$);
- III - pilier N°2 ($l_0 = 20m$);
- IV - pilier N°2 ($l_0 = 30-40m$);
- V - pilier N°3 ($l_0 = 12,5-15m$);
- VI - pilier N°3 ($l_0 = 20m$).

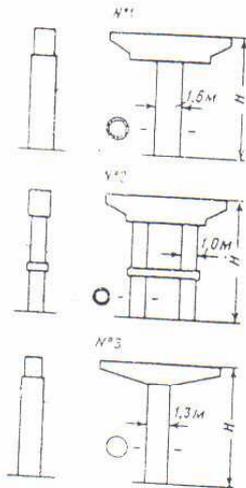
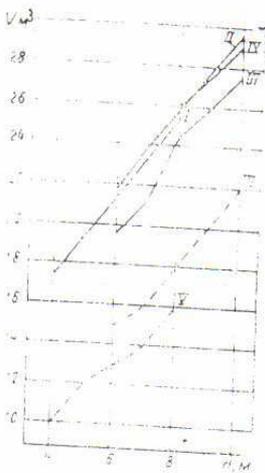
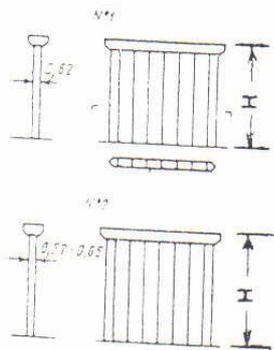
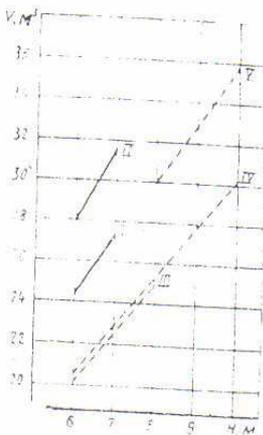


Schéma 9

Graphique de dosage approximatif en béton des piliers-murs en fonction de l'hauteur (H) du pilier pour les superstructures de gabarit G7+2.0,7 (pour les autres gabarits le dosage en béton est proportionnel à G+0,5.T

- Pilier N°1 - en bloc plein;
- Pilier N°2 - en hourdis et nervures (pilier creux)
- I - N°1 ($l_0 = 15m$); II - N°1 ($l_0 = 20m$);
- III - N°2 ($l_0 = 15m$); IV - N°2 ($l_0 = 20m$);
- V - N°2 ($l_0 = 30m$).



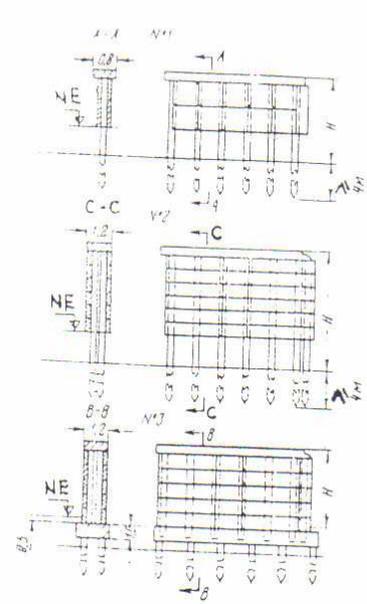
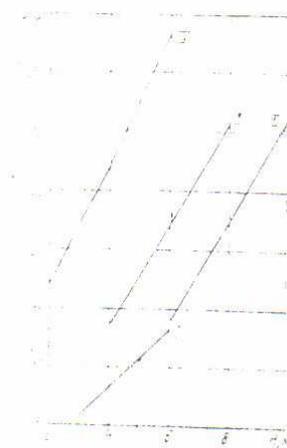


Schéma 10
 Graphique de dosage approximatif en béton des piliers (palées) en fonction de la hauteur (H) du pilier, pour les superstructures de gabarit G7+2.0,75 (pour les autres gabarits, le dosage en béton est proportionnel à G7+2.T).
 Piliers N°1 - Pilier en monofile;
 Piliers N°2 - Pilier en bitile;
 Piliers N°3 - Pilier-poteau;
 I - N°1 ($l_0 = 12,5 - 15m$);
 II - N°2 ($l_0 = 12,5 - 15m$);
 III - N°2 ($l_0 = 20m$);
 IV - N°3 ($l_0 = 12,5 - 20m$).
 Dosage en béton pour les chapiteaux de piliers:
 N°1 - $3,35m^3$
 N°2 - $5m^3$

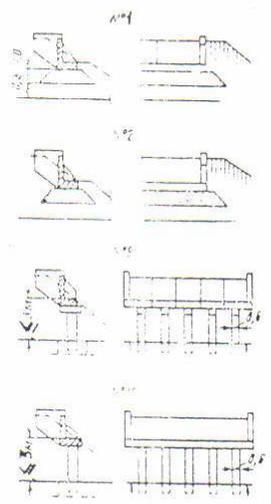
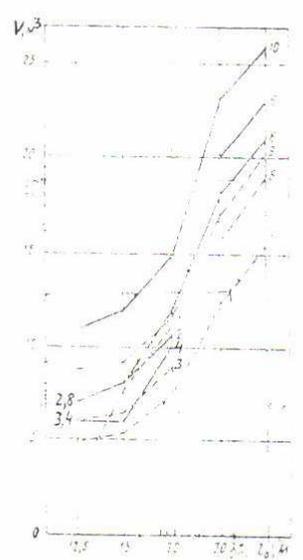
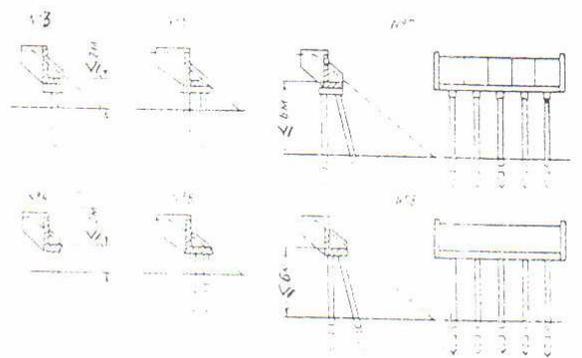


Schéma 11
 Graphique de dosage approximatif en béton des culées allégées en fonction de la portée libre (l_0) de la travée d'approche pour les superstructures de gabarit G7+2.0,75 (pour les autres gabarits, le dosage en béton est proportionnel à G+2.T).
 Culées N°1 et N°2 - Culées en sablière de boue.
 N°3 et N°4 - Culées sur piliers en monofile;
 N°5 et N°6 - Culées sur piliers en bitile;
 N°7 et N°8 - Culées - chevalets
 N°9 et N°10 - Culées - poteaux
 Culées N°1, 3, 5, 7 et 9 - préfabriquées
 Culées N°2, 4, 6, 8 et 10 - coulées sur place.



ANNEXE VIII

EXEMPLE DE CALCUL

DE SOUS-DETAIL DE PRIX UNITAIRE

EXEMPLE DE CALCUL DE SOUS-DETAIL DE PRIX UNITAIRE

Pour Béton Q 400, de quantité 76 m³

1- Calcul du coefficient de majoration de déboursés K

$$K1 = \frac{(1 + \frac{A1}{100})(1 + \frac{A2}{100})}{(1 + \frac{A3}{100})(1 + T)}$$

Avec

$$A = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$$

$a_1 = 4\%$ - frais d'agence et patente

$a_2 = 24\%$ - frais de chantier

$a_3 = 3\%$ - frais d'étude et/ou laboratoire

$a_4 = 4\%$ - assurance

$$\Rightarrow a = 35\%$$

$$A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8$$

$a = 15\%$ - bénéfice net et impôt sur le bénéfice

$a = 8\%$ - aléa technique

$a = 7\%$ - aléa de révision de prix

$a = 12\%$ - frais financier

$$\Rightarrow A_2 = 42\%$$

$A_3 = 0\%$ - frais de siège

$T = 20\%$ T.V.A

Après calcul nous avons

$$\underline{K=1,6}$$

Composantes Du Prix

DESIGNATION	U	QTE	PU	MONTANT
MATERIEL	H			
Bétonnière	H	228	213.554	48.690.312
MATERIELS	H			
Chef d'équipe	H	76	3.109	236.284
Mancœuvre	H	722	1.729	131.404
Opérateur	H	144	3.306	437.184
MATERIAUX				
Ciment	Kg	30.400	800	24.320.000
Gravillon 15/25	M3	31.92	150.000	4.788.000
Gravillon 5/15	M3	28.88	120.000	3.465.600
Sable	M3	4506	100.000	4.560.000
eau	l	18.620	17	316.540

Total des débours D = 86.945.324

Avec rendement r = 1,35

Le pris unitaire est donné par :

$$P.U = \frac{D}{76} * \frac{K}{R}$$

$$P.U = \frac{86.945.324}{76} * \frac{1.6}{1,35}$$

P.U = 1.353.866 Fmg

BIBLIOGRAPHIE

- 01- CONCEPTION DES PONTS** Grattesat (Edition EYROLLES 1971)
- 02- ESTIMATION DES DEBITS DE CRUES A MADAGASCAR** Louis Duret (1976)
- 03- REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTION EN BETON ARME SUIVANT LES ETATS LIMITES. REGLES BAEL 83** Document Technique Unifié (Edition EYROLLES 1984)
- 04- TECHNIQUE DE L'INGENIEUR**
- 05- FONDATIONS COURANTES D'OUVRAGE D'ART** M.F. Baguellini-M.A. Millan (Ministere de l'Equipement et du Logement (Octobre 1972)
- 06- APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE** SETRA
- 07- CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES. FASCICULE 61**
Ministere des Travaux Publics, des Transports, de la Construction et Telecommunication (Imprimerie Nationale Tananarive 1964)
- 08- REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTION EN BETON ARME SUIVANT LES ETATS LIMITES. REGLES BAEL 91** Document Technique Unifié (Edition EYROLLES 1992)

RESUME

Cet ouvrage traite toutes les étapes nécessaires à l'étude de construction d'un pont neuf. Le pont en question est celui se trouvant sur la route nationale n°1, au PK 15 km + 740, sur la rivière d'Andromba.

La variante retenue, après comparaison est celle en deux travées indépendantes de 22 m chacune, en béton armé. Pour les calculs de cette variante, on a utilisé toutes les méthodes de calcul des ouvrages e béton armé (du CCBA 68 jusqu'au BAEL 91).

Enfin le coût total de la construction s'élève à 2 577 011 181 fmg (DEUX MILLIARDS CINQ CENT SOIXANTE DIX SEPT MILLIONS ONZE MILLE CENT QUATRE VINGT UN FRANCS MALAGASY), soit environ 58 600 000 fmg (CINQUANTE HUIT MILLIONS SIX CENT MILLE FRANCS MALAGASY) le mètre linéaire.

- Nombre de tableaux : 55
- Nombre de schémas : 48
- Nombre de formules : 126

Mots clés : Béton armé, B.A.E.L, C.C.B.A, Ouvrage d'art, Pont

Encadreur : Monsieur Martin RABENATOANDRO

Maître de Conférence, Enseignant à l'ESPA

Auteur : Monsieur Benjamina RAKOTOMAVO

Lot B 118 bis Andrefantsena Sabotsy Namehana

Antananarivo 103

Tél : 22 437 23