

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION	1
PREMIERE PARTIE : ETUDE DE L'ENVIRONNEMENT DU PROJET.....	2
Chapitre 1 : Etude socio-économique	3
Chapitre 2 : Etude hydrologique et hydraulique	13
Chapitre 3 : Proposition et comparaison de variantes	20
DEUXIEME PARTIE : ETUDE TECHNIQUE	28
Chapitre 1 : Données de base	29
Chapitre 2 : Etude de la superstructure	33
Chapitre 3 : Etude de l'infrastructure	97
TROISIEME PARTIE : ESTIMATION DU COUT	147
Chapitre 1 : Devis quantitatif et estimatif	148
CONCLUSION	155

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

TABLES DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Nombre de populations par fivondronana

Tableau 2 : Prévision démographique

Tableau 3 : Nombre de visiteurs du PNR

Tableau 4 : Prévision du trafic futur

Tableau 5 : Données hydrologiques

Tableau 6 : Averse journalière H(24,P)

Tableau 7 : Valeurs de la hauteur d'eau h

Tableau 8 : Prix unitaires courants

Tableau 9 : Récapitulation

Tableau 10 : Valeurs des largeurs influencées

Tableau 11 : Moments de calcul M_0 du système B suivant les états limites

Tableau 12 : Moments fléchissant à mi-travée de la dalle et aux appuis [Tm]

Tableau 13 : Efforts tranchant [T]

Tableau 14 : Valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les hourdis consoles.

Tableau 15 : Coefficients de souplesse

Tableau 16 : Ordonnées des lignes d'influence des rotations

Tableau 17 : Charges permanentes en travée

Tableau 18 : Moments fléchissant dus aux charges permanentes

Tableau 19 : Efforts tranchant dus aux charges permanentes

Tableau 20 : Moments dus aux surcharges des poutres extérieures

Tableau 21 : Moments dus aux surcharges des poutres intérieures

Tableau 22 : Efforts tranchant dus aux surcharges des poutres extérieures

Tableau 23 : Efforts tranchant dus aux surcharges des poutres intérieures

Tableau 24 : Moments fléchissant poutres extérieures et intérieures

Tableau 25 : Efforts tranchant poutres extérieures et intérieures

Tableau 26 : Récapitulation

Tableau 27 : Moments fléchissant dus aux charges permanentes de la poutre en I

Tableau 28 : Efforts tranchant dus aux charges permanentes de la poutre en I

Tableau 29 : Moments dus aux surcharges de la poutre

Tableau 30 : Efforts tranchants dus aux surcharges de la poutre

Tableau 31 : Moments fléchissant

Tableau 32 : Efforts tranchant

Tableau 33 : Calcul des armatures de la poutre en I

Tableau 34 : Travaux de reconnaissance effectués sur le pont

Tableau 35 : Résultats des sondages carottés

Tableau 36 : Récapitulation des taux de travail admissibles des rochers

Tableau 37 : Dimensions des appareils d'appui

Tableau 38 : Réactions aux appuis des poutres extérieures et poutres intérieures

Tableau 39 : Coefficient de rigidité de la pile

Tableau 40 : Coefficient de rigidité des culées

Tableau 41 : Efforts appliqués sur le sommier

Tableau 42 : Poussée des terres sur le mur de front.

Tableau 43 : Efforts agissant sur le mur de front de la culée C₀

Tableau 44 : Efforts agissant sur le mur de front de la culée C₁

Tableau 45 : Vérification de la stabilité des culées vis-à-vis du renversement de la culée C₀

Tableau 46 : Vérification de la stabilité des culées vis-à-vis du renversement de la culée C₁

Tableau 47 : Résultats de la condition de non renversement

Tableau 48 : Résultat de la condition de non glissement

Tableau 49 : Devis quantitatif des culées

Tableau 50 : Sous détail des prix du béton Q400

Tableau 51 : Sous détail des prix du béton Q350

Tableau 52 : Sous détail des prix du béton de propreté Q150

Tableau 53 : Bordereau Détail Estimatif

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Site du projet

Figure2 : Courbe de tarage

Figure 3 : Système B_c

Figure 4 : Système B_e

Figure 5 : Système B_r

Figure 6 : Coupes longitudinale et transversale

Figure 7 : Section de calcul

Figure 8 : Schéma de calcul

Figure 9-a : Schéma de calcul de la dalle

Figure 9-b : Schéma de calcul de la dalle

Figure 10 : Disposition de la pré-dalle

Figure 11 : Tracé des lignes d'influences des moments

Figure 12 : Tracé des lignes d'influence des efforts tranchants

Figure 13 : Hauteur de la poutre

Figure 14 : Disposition transversale du convoi

Figure 15 : Disposition longitudinale du convoi

Figure 16 : Section de calcul

Figure 17 : L.I des moments de torsion

Figure 18 : Section de calcul de la poutre en I:

Figure 19 : Ligne d'influence de la compression sur l'entretoise

Figure 20 : LI du moment fléchissant au milieu de l'entretoise

Figure 21 : LI des efforts tranchants aux appuis et au centre de la travée

Figure 22: Section de calcul de l'entretoise

Figure 23: Schéma de calcul de la pile dans le sens longitudinal

Figure 24: Schéma de calcul de la pile dans le sens transversal

Figure 25 : Descente des charges sur la semelle

Figure 26 : Structure de la semelle

Figure 27 : Poussée de terre sur le mur garde grève

Figure 28 : Répartition de charge

Figure 29 : Effet de freinage

Figure 30 : Efforts appliqués sur le mur

Figure 31 : Schéma de calcul vertical

Figure 32 : Schéma de calcul horizontal

Figure 33 : Poussée de terre sur le mur de front

Figure 34 : Ferraillage principal de la semelle

Figure 35 : Point de renversement A

LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS

Abréviations :

BA :	Béton Armé
BAEL :	Béton Armé aux Etats Limites
CMD :	Coefficient de Majoration Dynamique
CRT :	Coefficient de Répartition Transversale
ELU :	Etat Limite Ultime
ELS :	Etat Limite de Service
FTM :	Foibe Tao-tsaritanin'i Madagasikara
INSTAT :	Institut National de la Statistique
LI :	Ligne d'Influence
LNTPB :	Laboratoire Nationale des Travaux Publics et du Bâtiment
MO :	Main d'œuvre
MTP :	Ministère des Travaux Publics
MTRL :	Matériels
MTRO :	Matériaux
PHE :	Plus Hautes Eaux
PK :	Point Kilométrique
PNR :	Parc National de Ranomafana
RN :	Route Nationale

Notations :

Béton

f_{cj} : Résistance à la compression à j jours

- f_{tj} : Résistance à la traction à j jours
- G : Module d'élasticité au cisaillement
- E : Module d'élasticité à la déformation longitudinale
- γ_b : Coefficient de sécurité
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible pour l'état limite de service de résistance du béton
- f_{bu} : Contrainte admissible pour l'état limite ultime de résistance du béton

Acier

- f_{ed} : Limite d'élasticité de l'acier (ELU)
- γ_s : Coefficient de sécurité
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible de l'acier (ELS)

Autres

- A_u : Section d'armature à l'ELU
- A_s : Section d'armature à l'ELS
- B : Section
- D : Rigidité cylindrique
- d : Hauteur utile
- e : Excentricité
- h : Hauteur totale d'une section
- δ : Coefficient de majoration dynamique
- Δ_i : Coefficient de répartition transversale
- τ : Contrainte tangente
- I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration

M : Moment de flexion

N : Effort tranchant

V : Effort tranchant

Z_b : Bras de levier

LISTE DES ANNEXES

- Annexe A : Ordonnées de la LI des moments à l'appui A1
- Annexe B-1: Ordonnées de la LI des moments en travée
- Annexe B-2 : Ordonnées de la LI des moments en travée
- Annexe C: Ordonnées de la LI des efforts tranchants aux appuis
- Annexe D: Courbes enveloppes et épures d'arrêt des barres
- Annexe E: Résultats des essais aux laboratoires
- Annexe E-1 : Situation des points de sondages
- Annexe E-2 : Sondage au pénétromètre dynamique Pd1
- Annexe E-3 : Sondage au pénétromètre dynamique Pd2
- Annexe E-4 : Sondage au pénétromètre dynamique Pd3
- Annexe E-5 : Sondage pressiométrique Pr1-Pd1
- Annexe E-6 : Sondage au pénétromètre dynamique Pd4
- Annexe E-7 : Sondage pressiométrique Pr2-Pd3
- Annexe F: Ferraillage de la poutre
- Annexe G: Ferraillage de la pile
- Annexe H: Production agricole des Fivondronana (année 2003)
- Annexe I: Résultats de campagne de comptage 2002 (Amodirafia au PK 72 + 100)



INTRODUCTION

Conformément aux objectifs définis par l'Etat dans le cadre de sa politique générale pour le développement rapide, la priorité est accordée aux efforts de reconstruction et de réhabilitation des infrastructures. Ce développement touche surtout le désenclavement et la mise en valeur des potentialités économiques des zones de production.

Le pont d'Andranomaitso situé sur la RN25 au PK 82+500 figure parmi ceux qui nécessitent une reconstruction totale. En effet, sa récente destruction a entraîné un effet néfaste pour l'économie de la région de Sud-Est de Madagascar. Désormais, l'ouvrage provisoire qui est un pont métallique n'arrive pas à assurer la sécurité et le confort des usagers.

Ce présent mémoire de fin d'étude intitulé « Contribution au projet de reconstruction du pont d' Andranomaitso au PK 82+500 de la RN25 » a donc pour objet de proposer une variante qui est à la fois économique et architecturale.

Pour bien mener à terme, notre étude portera sur trois parties à savoir :

- Une étude de l'environnement du projet ;
- Une étude technique ;
- Et enfin une estimation du coût de la variante proposée.



Première partie :

ETUDE DE L'ENVIRONNEMENT DU PROJET

Chapitre 1 : Etude socio-économique

I. Localisation du projet

Situé sur la sur la Route National 25, reliant la RN 7 à la partie Sud-Est de Madagascar, à savoir les régions de Mananjary et de Manakara, le pont d'Andranomaitso permet de traverser la rivière Vintanona au PK 82+500 à une altitude de 290 m en 21°20' Latitude Sud et 47°45' Longitude Est. Il est administré par la commune d'Ifanadiana de la Province de Fianarantsoa.

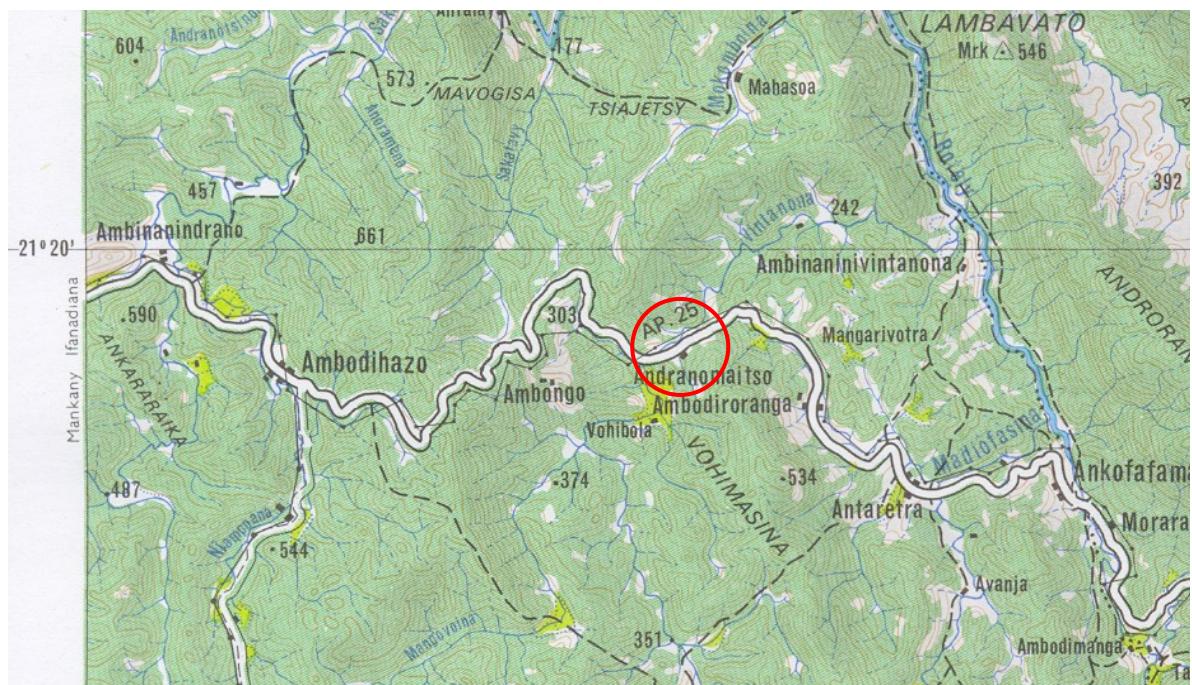


Figure 1 : Site du projet



II. Délimitation de la zone d'influence

La zone d'influence est constituée par l'ensemble des subdivisions administratives qui bénéficient directement ou indirectement des avantages sociaux économiques appréciables dont l'ouvrage sur la rivière de Vintanona sur la RN25.

La zone d'influence directe sera donc limitée par les communes d'Ambohimahasoa , d'Ifanadiana, de Mananjary et de Fianarantsoa I.

La zone d'influence concerne les régions de Manakara, de Vohipeno, d'Ambositra, de Nosy varika et de Farafangana.

II.1. Relief

Trois ensembles de relief se succèdent d'Ouest en Est :

-Une zone montagneuse ou « falaise » constituée par les éléments plus ou moins accidentés de l'escarpement de faille de l'Est Malgache, dont l'altitude varie entre 50 et 500m. Ces collines, au sommet arrondi, dénudée par le « tavy » sont séparée par des vallées plus larges où se concentre la population.

-Une vaste colline centrale.

-La zone littorale qui s'étend sur une bande de 50 Km environ ne comporte ni delta ni grande plaine alluviale. A l'amont d'une côte basse, sableuse et rectiligne, se trouve un système de lagunes serré entre les cordons littoraux et les premiers reliefs de l'arrière-pays mais entrecoupé de vallées et d'estuaires bordés de petites surfaces alluviales. Ces dernières se caractérisent par une forte concentration humaine.

II.2. Climat

Le climat présente les mêmes caractéristiques que celui de la côte orientale malgache. Chaud et humide dans l'ensemble, il fait état de notables différences entre la falaise et la région côtière.

Les moyennes des températures tournent autour de 20°C pendant la saison fraîche, du mois de Juin au mois d'Août. Mais elles peuvent descendre jusqu'à 16°C dans la falaise et dépasse 20°C sur la côte. Pendant les mois les plus chauds (Janvier et Février), on enregistre des maxima de près de 25° à l'intérieur (24°7C à Ifanadiana) alors



que le littoral présente, pendant cette période, des températures toujours supérieures à la moyenne de 26°C (jusqu'à 29°C).

Les pluies sont abondantes et régulières. La pluviométrie annuelle varie entre 2400mm et 2950mm. Le nombre de jours de pluies oscille entre 140 et 175 dans l'année et les précipitations augmentent de la côte vers l'intérieur des terres. Les régions de Ranomafana et Ikongo enregistrent respectivement 2930mm et 2865mm de pluies, alors que la frange littorale est moins arrosée (2745mm jusqu'à 2426mm).

La répartition des pluies dans l'année est assez régulière, mais une saison pluvieuse plus marquée se situe entre le mois de Décembre et le mois de Mars ou Avril. En Septembre, le mois le moins arrosé, l'arrière pays reçoit en moyenne 105mm contre 62mm en bordure de l'Océan.

Enfin, les cyclones tropicaux, traversant l'Océan Indien, frappent périodiquement la côte orientale et plus particulièrement la partie Sud de la zone.



III. Démographie et Activités économiques

III.1. Démographie.

Le tableau suivant montre la répartition de la population dans chaque fivondronana d'après le recensement de 2003.

Tableau 1: Nombre de populations par fivondronana

Fivondronana	Nombre de Firaiana	Superficie (km ²)	Nombre d'habitants
Ambohimahasoa	17	1824	217945
Ifanadiana	13	4900	149926
Mananjary	25	5330	282503
Fianarantsoa	313	102400	3606294
Total	368	114454	4256668

Source : INSTAT

Soit une densité de 37,19 habitants au km² dans la zone d'influence.

III.1.1 Prévision de la croissance démographique.

La prévision de la croissance de la population sert à évaluer le flux des passagers futurs qui constitue l'un des éléments intervenant dans l'estimation du trafic, elle est obtenue par :

$$P(t) = P_0(1+\alpha)^{\Delta t}$$

Où :

P(t) : nombre de population à l'année t

P₀ : nombre de population à l'année de référence t₀

Δt = t - t₀

α: Taux de croissance annuel égal à 3,4%

Tableau 2 : Prévision démographique

Fivondronana	Ambohimahasoa	Ifanadiana	Mananjary	Fianarantsoa	Total
2003	217945	149926	282503	3606294	4256668
2008	257602	177207	333907	4262494	5031210
2013	304475	209450	394665	5038097	5946687
2018	359878	247563	466478	5954828	7028747
2023	425361	292609	551358	7038361	8307689

On constate que la croissance démographique de la zone d'influence est considérable. Ainsi la population dans les 20 prochaines années sera doublée et deviendra 72,58 habitants au km². Cela implique que les échanges, les circulations de la population et des marchandises augmenteront selon les besoins des habitants.

En effet, la croissance du tonnage empruntant l'ouvrage est conditionnée par le plus grand nombre de déplacement dans la zone.

Donc l'ouvrage est une des facteurs indispensable entrant dans la contribution au développement des échanges et du bien être de la population dans cette région.

III.2. Activités économiques

III.2.1 Le secteur agricole

a. Situation

La zone de planification couvre une superficie de l'ordre de 20000 Km², soit environ le 1/5 de celle du Faritany de Fianarantsoa. Elle s'étend entre 47°23' et 48°34' de longitude Est et 20°20' et 22°30' de latitude Sud. Elle est limitée au Nord par les Fivondronana de Marolambo et Mahanoro (dans le Faritany de Toamasina), à l'Ouest par ceux de Fandriana, Ambositra, Ambohimahasoa, Fianarantsoa et Ambalavao, au Sud par Vondrozo et Farafangana et à l'Est par l'Océan Indien.

b. L'activité agricole

L'activité agricole de la zone de planification se développe en fonction des caractéristiques essentielles des différents milieux physiques. On distingue ainsi trois espaces différenciés d'Ouest en Est :



- Dans la partie occidentale, la région de la falaise ne permet des cultures que dans les bas de pente et les bas fonds étroits. Les caféraies et les bananeraies occupent les bas de pente, tandis que les bas fonds sont réservés à la riziculture. Le couloir d'Ikongo et celui d'Ifanadiana-Ambohimanga Atsimo comptent parmi les grands producteurs de riz de la zone.
- Au centre, la région des collines, la plus étendue, la riziculture occupe encore les bas-fonds, alors que le café, avec d'autres cultures sèches, s'installe sur les pentes.
- La région côtière, bande étroite de 10 à 15Km de largeur, alterne les espaces agricoles avec les basses collines et les plaines marécageuses
Le riz et le café demeurent les principales productions de la région, et la RN 25 est considéré comme la route caférière par excellence (voir Annexe H).

III.2.2 Elevage

La zone Est en général n'est pas une région naisseuse car rares sont les prairies à graminées riches et appréciées des animaux, le pâturage est donc médiocre.

L'ensemble de la région (Ifanadiana ; Ambohimahasoa ; Mananjary) compte 14103 têtes de bovidés, 13657 porcins et 77841 têtes de volailles.

III.2.3 Tourisme

Le tourisme est classé parmi les premières sources de revenue de la région. L'importance attribuée à cette région est l'existence de la station thermale et fut papable depuis l'inauguration du Parc National de Ranomafana (613 ha) le 31 Mai 1991. Des recherches scientifiques y ont révélé une grande diversité de faune et flore rare et unique au monde comme l'Hapalemur aureus, nom donné au lémurien doré mangeur de bambou.

Economiquement et scientifiquement, son milieu biologique et forestier est d'une grande valeur incontestable et attire ainsi beaucoup de visiteurs étrangers ou malgaches.

Tableau 3 : Nombre de visiteurs du PNR

Année	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003
Effectifs	7944	10712	11413	11510	13012	2701	9453

Source : Parc National de Ranomafana



III.3. Infrastructure de transports

Rares sont les régions de Madagascar qui disposent d'un système de transport multi modèle aussi complet et de cette importance :

- Une route nationale (RN25) longue de 150 Km et entièrement bitumée avec un embranchement Irondro Manakara (RN12) se prolongeant vers Farafangana et le Sud-Est malgache (197 Km jusqu'à Vangaindrano) ;
- Un chemin de fer Fianarantsoa-Manakara (FCE) long de 163 Km ;
- Un réseau fluvial, le Canal des Pangalanes, récemment inauguré dans le cadre de sa réhabilitation (1990) ;
- Un réseau aérien constitué d'un aéroport capable de recevoir un Boeing 737 (Mananjary), un aérodrome en cours de réhabilitation également à Manakara et un aérodrome secondaire à Nosy Varika ;
- Enfin des liaisons maritimes desservies par deux ports de cabotage principaux, Manakara et Mananjary.

a. Voie ferrée

La voie ferrée (FCE) qui relie Manakara à Fianarantsoa traverse la zone de planification sur une longueur de 110km environ. Construite entre 1927 et 1936, la voie est équipée de 12 gares et stations dans la zone d'étude et d'une multitude d'ouvrages d'art et notamment de tunels.

Des fissures et autres dégradations des ouvrages d'art sont très prononcées.

b. Infrastructure Aéroportuaire

Manakara est doté d'un aérodrome de dimensions modestes (1200m de long sur 25m de large) qui reçoit de petits avions. Tandis que l'aéroport de Mananjary présente une aire d'atterrissement plus importante que celui de Manakara : une piste de 1500m de long et 30m de large ; une zone de stationnement de $95 \times 72\text{m}^2$ revêtue et capable de recevoir des avions lourds de type BOEING 737. L'aéroport dispose également d'une aérogare de 150m^2 dont l'état actuel est assez délabré, un bloc technique doté d'équipements d'aide à la navigation assez performants (aide-radio, station de service).

c. Ports maritimes

La zone de planification Mananjary-Manakara abrite deux ports de commerce, classés ports de cabotage principaux sur la côte indienne.



- Le port de Mananjary :

C'est un des exécutoires maritimes d'une région réputée dans tout le pays par sa suprématie en produits agricoles d'exportation.

Ce port situé sur la rivière Mananjary est un port de batelage.

Pour le trafic, le café représente 93% des exportations. Les produits importés concernent les hydrocarbures et les denrées de première nécessité dont le riz qui prend une place importante (63%).

- Le port de Manakara

Le port de Manakara, situé au débouché de la rivière de même nom, présente les mêmes caractéristiques générales que celui de Mananjary. Le port comprend 365m de quais dont l'ouvrage le plus récent (1960) est un quai en palplanches métalliques de 108m et un mur en retour de 35m.



d. Réseau routier

La RN 25 divise la zone Manajary-Manakara, en la traversant dans une direction Est-Ouest, en deux parties symétriques. Elle est de praticabilité acceptable sauf au droit de certains points singuliers (ouvrages d'art...).

- Prévision du trafic

D'après les résultats de la dernière campagne de comptage effectué par le MTP à Ambodirafia Pk72+100. Les trafics journaliers dans les deux sens (Ambodirafia-Ifanadiana) sont représentés à l'Annexe I.

Il est aussi important de déterminer l'évolution du trafic pour un bon dimensionnement du projet, on prévoit alors le trafic des 50 prochaines années. On applique le modèle de croissance de type exponentiel pour la prévision du trafic futur.

$$T_n = T_0 (1+\alpha)^n$$

T_n : trafic de l'année à prévoir

T_0 : trafic de l'année prise comme origine : 2002

α : taux de croissance : 4%

n : nombre d'années de prévision

Tableau 4 : Prévision du trafic futur

Année de prévision	Catégories des véhicules (voir Annexe B)								Total
	A	B	C	D	E	F	G	H	
2002	2	13	27	64	11	31	10	7	164
2012	3	19	40	95	16	46	15	10	244
2022	4	28	59	140	24	68	22	15	360
2032	6	42	87	207	36	100	32	23	533
2042	10	62	130	307	53	149	48	34	793
2052	14	92	192	455	78	220	71	50	1172



IV. Justification du projet

L'étude socio-économique et l'étude du trafic qu'on a fait ultérieurement nous montrent l'importance des ressources dans la zone. La reconstruction du pont d'Andranomaitso est donc vitale non seulement pour le développement de la zone mais aussi pour la nation toute entière.

Chapitre 2 : Etude hydrologique et hydraulique

I. Etude hydrologique

L'étude hydrologique est très importante pour avoir un bon dimensionnement d'un ouvrage de franchissement, elle nous permet surtout de trouver les conditions d'écoulement de la rivière. Pour ce faire, le but de cette étude est de déterminer la vitesse et le débit du projet.

Les informations collectées auprès du service de l'Hydrologie nous ont permis de trouver la vitesse de l'écoulement de la rivière Vitanona égale à $V=0,6 \text{ m/s}$

I.1. Bassin versant

Un bassin versant est un domaine qui collecte et transforme toute précipitation qui tombe en écoulement vers l'exutoire. Pour la structure hydrographique, notre bassin appelé, Vitanona prend sa source sur une altitude de 620 m environ et en ressort à l'altitude 290 m .

Les caractéristiques géomorphologiques du bassin sont mesurées à partir de la carte topographique à l'échelle de 1/100 000 de l'FTM (Annexe J) et se résument comme suit :

$$\underline{\text{Surface}} \quad S=19 \text{ km}^2$$

$$\underline{\text{Périmètre}} \quad P=22 \text{ km}$$

La forme du bassin est caractérisée par un indice K dit « coefficient de Gravelius », il est donné par l'expression :

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi}S}$$

On a $K = 1,30 \geq 1$, le bassin est allongé

Rectangle équivalent

L'écoulement sur un bassin donné est approximativement égal à celui d'un rectangle de même superficie, de coefficient de Gravelius et de répartition hypsométrique (altitude).

Altitude (m)

620



290

|

L



a. Longueur :

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

Soit $L = 8,93\text{km}$

b. Largeur :

$$l = \frac{P}{2} - L$$

Soit $l = 2,07 \text{ km}$

c. Pente moyenne :

$$i = \frac{\Delta H}{L}$$

avec ΔH : dénivellation du bassin versant ;

$$\Delta H = 620 - 290 = 330\text{m}$$

On a

$$i = 37\text{m/km}$$

I.2. Etude des crues :

Les apports pluviométriques affectant le bassin Vintanona concernent ceux de la station d'Ifanadiana. Les données de pluies de cette station pour l'année 1997 sont représentées par le tableau ci après

**Tableau 5 : Données hydrologiques**

Mois	Pluies[mm]	Nombre de jours
Janvier	410.3	20
Février	410.8	18
Mars	414.3	22
Avril	136.8	15
Mai	85.5	13
Juin	96.1	13
Juillet	102.9	15
Août	106.3	12
Septembre	67.7	9
Octobre	66.1	9
Novembre	170	16
Décembre	352	19

Source : Ministère de la météorologie et de transport

Un ajustement statistique des séries de valeurs pluviométriques dans plusieurs stations réparties dans toute l'île, traitées par des lois de répartition, a déjà été effectué par Louis DURET [1].

Cet ajustement lui a permis de déterminer la valeur de l'averse journalière $H(24,P)$.
 P =période de retour (25 ans, 50 ans, 100 ans)

Pour la station Ifanadiana et celle de Kianjavato, on a les résultats :

Tableau 6 : Averse journalière $H(24,P)$

Stations	Période de retour		
	25 ans	50 ans	100 ans
Kianjavato	208	234	260
Ifanadiana	250	290	325

Etant donné l'importance de l'ouvrage, on prendra pour la suite $H(24,50) = 290\text{mm}$



I.3. Le débit maximal du projet

Pour évaluer les débits maximaux pour les bassins de surface entre 10 km² et 200 km², Louis DURET a établit la formule suivante :

$$Q(P) = 0,278S(0,22H(24, P) + 56)\left(1 - \frac{36}{H(24, P)}\right)^2$$

$Q(P)$: le débit de fréquence P , [m³/s]

S : la surface de bassin versant, [km²]

$H(24, P)$: la hauteur de pluie journalière maximum de fréquence P , [mm]

Ainsi, on a : **$Q(50)=485,43 \text{ m}^3/\text{s}$**

II. Etude hydraulique

L'étude hydraulique est importante pour assurer un bon calage d'un ouvrage de franchissement, à savoir la détermination de la hauteur d'eau correspondant au débit de crue de projet $Q(50)$; la surélévation du plan d'eau ; la côte de PHE (Plus Hautes Eaux) à prendre compte et la côte sous poutre.

II.1. La hauteur d'eau correspondant à $Q(50)= 485,43 \text{ m}^3/\text{s}$

C'est la hauteur d'eau correspondant à la crue du projet au droit du franchissement sans l'ouvrage. Cette hauteur est déterminée à partir de la formule de MANNING-STRICKLER :

$$Q(50) = KSR^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}}$$

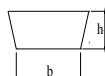
où K : coefficient de rugosité pris égal à 40 ;

$$R : \text{rayon hydraulique} ; R = \frac{S}{P}$$

S : section mouillée ;

P : périmètre mouillé ;

I : pente du lit estimé à 0,6%



$$m = 2$$

b = 14m et la hauteur h est à déterminer.

$$P = (b + 2h)\sqrt{1 + m^2} ;$$

$$S = (b + hm)h$$

En remplaçant $Q(50)$, K, b, I et m par leur valeurs respectives, on a :

$$(2,88h^2 + 23,04h) \left(\frac{16h + 2h^2}{35,78 + 4,47h} \right) = 485,43$$



Publics

Bâtiments et Travaux

Par tâtonnement, on a :

Tableau 7 : Valeurs de la hauteur d'eau h

h(m)	P(m)	S(m)	R(m)	Q(m ³ /s)
5,5	38,60	137,5	3,56	347,81
5,75	39,71	146,625	3,69	379,82
6	40,83	156	3,82	413,43
6,25	41,95	165,625	3,95	448,66
6,5	43,07	175,5	4,07	485,54
6,75	44,19	185,625	4,20	524,09

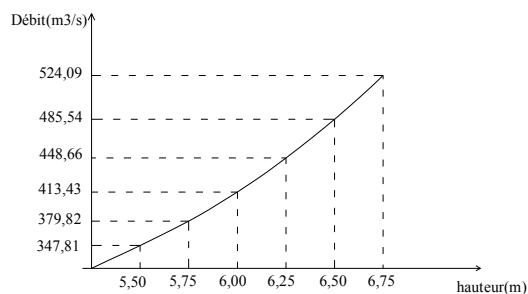


Figure 2: Courbe de tarage

Apres interpolation on trouve $h=6,49m$ correspondant à $Q=485,43 \text{ m}^3/\text{s}$, on prendra $h=6,50 \text{ m}$

II.2. La surélévation du niveau d'eau et la côte de la PHE :

La présence du pont (notamment la pile) peut provoquer un étranglement de la section du cours d'eau. Celui-ci entraîne des pertes de charge et par suite, une surélévation du niveau d'eau. Dans notre cas, cette surélévation peut être négligeable car :

- Le pont ne comporte qu'une seule pile intermédiaire;
- L'écoulement de la rivière est perpendiculaire à l'axe du pont (il n'y a pas d'excentrement par rapport au champ d'écoulement) ;
- Une submersion éventuelle n'aura lieu que pour une fréquence de 50 ans.



Prenons donc comme côte de la PHE = 6,50 m.

II.3. La côte sous poutre :

On adopte un tirant d'air de 2,00m car notre ouvrage est de taille moyenne et se trouve dans une zone à végétation arbustive dense.

La côte sous poutre sera :

Côte du sous poutre H =6,5 +2,00

H =8,50m par rapport à la cote la plus basse du lit.

Chapitre 3 : Proposition et Comparaison de variantes

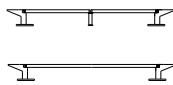
I. Proposition de variantes :

Le choix d'une variante ne dépend pas uniquement de son aspect économique mais aussi de ses aspects architectural et technologique. Dans notre cas, il est évident que la variante la plus économique est un pont en B.A à travées multiples en une seule voie de circulation, mais notre objectif c'est de trouver une variante qui est à la fois économique et architecturale capable de satisfaire l'importance de l'ouvrage.

Pour cela nous proposons deux variantes.

I.1. Variante n°1

Pont en B.P en une seule travée d'environ 45 m



Avantages :

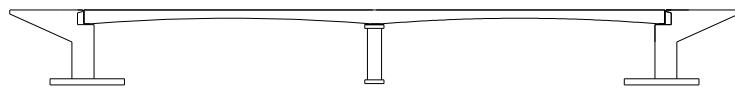
- Ouvrage léger ;
- Ne nécessite pas de pile intermédiaire ;
- Entretien facile;
- Durée de service assez élevée ;
- Technologie nouvelle.

Inconvénients :

- Nécessite des matériels et matériaux sophistiqués ;
- Exige des matériaux importés de haute qualité;
- Mise en œuvre délicat ;
- Exécution réservée aux grandes Entreprises ;
- Coût assez élevé.

I.2. Variante n°2

Pont caisson en B.A avec une poutre continue à hauteur variable, d'une longueur totale de 45m



Avantages :

- Esthétique ;
- Matériaux de construction disponibles à Madagascar ;
- Durée de service satisfaisante ;
- Facilité d'entretien.

Inconvénients :

- Perturbation d'écoulement par la présence de la pile intermédiaire ;
- Construction pas courante à Madagascar.



II. Comparaison de variantes :

II.1. Hypothèses et données de base :

II.1.1 Données de calcul

-Masse volumique : B.A ; $\rho=2,5\text{T/m}^3$

B.P ; $\rho=2,5\text{T/m}^3$

II.1.2 Ratio des armatures

• Superstructure en B.A	240 kg/m ³
• Superstructure en B.P : - acier de précontraint	80 kg/m ³
- acier passif	95 kg/m ³
• Pilier en B.A	65 kg/m ³
• Semelles de fondation des piles en B.A	65 kg/m ³
• Culée en B.A	90 kg/m ³

Prix unitaire de référence :

Pour estimer le coût d'investissement de chaque variante, comme prix de référence, on utilisera les prix unitaires des marchés publics de l'année courante.

Tableau 8 :Prix unitaires courants

Eléments	Prix unitaire(fmg)
Superstructure en B.A par m ³	7.880.000
Superstructure en B.P par m ³	7.360.000
Pilier en B.A par m ³	3.160.000



II.2. Etude des variantes

Toutes les variantes auront un gabarit G7+2x0,75 et on suppose qu'elles ont les mêmes caractéristiques pour les culées.

II.2.1 Variante N°1

a. Prédimensionnement

Poutres principales

$$l_1 = 1,07 l_0 + 0,65 \text{ (m)}$$

$$l = 1,05 l_0 + 0,60 \text{ (m)}$$

Longueur totale des poutres principales : $l_1 = 45\text{m}$;

Portée libre des poutres principales : l_0 ;

$$l_0 = \frac{(l_1 - 0,65)}{1,07} = 41,44\text{m} ; \text{ soit } l_0 = 42\text{m}$$

Longueur de travée de calcul : l .

$$l = (1,05 \times 42) + 0,60 = 44,7\text{m}$$

Entraxe $e=3,00\text{m}$

Hauteur des poutres :

$$\frac{l_0}{20} = 2,1 \leq h_t \leq \frac{l_0}{15} = 2,8$$

on prend $h_t = 2,60\text{m}$

Epaisseur de l'âme :

Aux appuis $b_0=35 \text{ cm}$

En travée $b_0=25\text{cm}$

Talon :

Epaisseur $b' = (2,5 \text{ à } 4,5)b_0 = 62,5 \text{ à } 112,5 \text{ cm}$ soit $b'=80\text{cm}$

Hauteur : Pour les talons de largeur $60\text{cm} \leq b' \leq 80 \text{ cm}$, on a : $10\text{cm} < h_r < 25\text{cm}$; on prend $h_r = 20\text{cm}$

La dalle de compression :

Largeur : $l_t > 0,6 h_t = 0,6 \times 2,0 \quad l_t > 1,56\text{m}$ soit $l_t= 1,60\text{m}$



On prend une épaisseur $e_t = 18\text{cm}$

Hourdis

Soit une épaisseur $h=18\text{ cm}$

Entretoises

On prévoit des entretoises aux appuis et tous les 9m, soient 5 entretoises.

Epaisseur $e_e=30\text{cm}$;

Hauteur $h_e = (h_t - (e_t + h_r)) = 2,20\text{m}$

Entraxe : 9m

c. Estimation de la variante

Poutres principales

Table de compression: $1,60 \times 0,18 \times 45 = 12,96 \text{ m}^3$

Ame: $2,20 \times 0,35 \times 45 = 34,65 \text{ m}^3$

Talon $0,8 \times 0,35 \times 45 = 11,7 \text{ m}^3$

Soit une totale pour les 3 poutres : $V=177,93\text{m}^3$

Hourdis

$V=0,18 \times 8,5 \times 45 = 68,85 \text{ m}^3$

Entretoises

$V=(0,3 \times 2,20 \times 8,5)5 = 28,05 \text{ m}^3$

Soit le volume total $V=275,63 \text{ m}^3$

II.2.2 Variante N°2

a. Prédimensionnement

Poutre principale

longueur totale du pont : 45 m

longueur totale des poutres : 44,70 m

Travées continues

Longueur de la travée de calcul : 22 m

Poutre caisson à hauteur variable



Hauteur

$$\text{-sur appui } h_1 \geq \frac{1}{12} = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{-A mi travée } h_0 \geq \frac{1}{20} = 1,10 \text{ m}$$

La variation de la poutre est parabolique de la forme : $h_x = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{2x}{1} \right)^2$

Epaisseur des âmes

On prend $b_0 = 20 \text{ cm}$.

Entretoises

On prévoit uniquement des entretoises aux appuis

Epaisseur $e_e = 40 \text{ cm}$;

Hauteur $h_e = 1,45 \text{ m}$

Entraxe : 22m

Pile intermédiaire

- Chevêtre :

Epaisseur : 1,8m

Hauteur : 0,8m

Largeur : 8,5m

- Fût

Epaisseur : 1,5m

Hauteur : 6,7m

Largeur : 4m

- Semelle

Largeur : 3m

Hauteur : 1m

Longueur : 8,5m



b. Estimation de la variante

Poutres principales

$$\text{Ames : } h_x = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{2x}{1} \right)^2$$

$$V(x) = 2 \times 2 \times 4 [0,2 \times (h(x) - 0,4)]$$

$$V = 16 \int_0^{11} (0,29 - 0,00124x^2) dx = 42,24 \text{ m}^3$$

Hourdis supérieur : $V = 0,2 \times 8,5 \times 45 = 76,5 \text{ m}^3$

Hourdis inférieur : $V = 0,2 \times 7,4 \times 45 = 66,6 \text{ m}^3$

Ainsi on obtient le volume total des poutres $V = 185,34 \text{ m}^3$

Entretoises

$$V = (0,4 \times 1,45 \times 6,6)3 = 11,484 \text{ m}^3$$

Soit le volume total $V = 196,824 \text{ m}^3$

Pile

$$V = 77,54 \text{ m}^3$$

**II.3. Récapitulation (tableau 9)**

Désignation	Prix Unitaire Mille fmg/m ³	Variantes	
		I	II
		Devisquantitatif / éléments(m ³)	Devis.estimatif / élément, Millions.fmg
1-Poutres principales B.P	7800	<u>275,53</u> 2.171.176	
2-Poutres principales B.A	7400		<u>196,824</u> 1.456.498
3-Pile	3200		<u>77,54</u> 248.128.
Coût approximatif de construction de l'ouvrage		2.171.176	1.704.626
Rapport entre les coûts		1,3	0,7

On constate que la variante en B.P est 1,3 fois plus chère que celle en B.A. Notre choix se portera donc pour la variante en B.A en poutre caisson à hauteur variable.



Publics

Bâtiments et Travaux

Deuxième partie :

ETUDE TECHNIQUE

Chapitre 1 : Données de Base

I. **Hypothèses de base :**

Les calculs sont établis conjointement aux normes en vigueur à Madagascar en matière et calcul des ouvrages.

Règles et techniques de calcul des ouvrages suivant les règles de BAEL91 modifiées 99 [2]:

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Les bétons tendus sont négligés ;

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques : la contrainte est proportionnelle à la déformation et on suppose qu'ils ne subissent aucun glissement relatif.

- Surcharges appliquées suivant le fascicule 61 du cahier de prescription commune à Madagascar.

II. **Systèmes de surcharges :**

II.1. **Système de surcharge A(l) :**

On suppose que la chaussée supporte une surcharge uniforme d'intensité A

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{(L + 12)}$$

II.2. **Système de surcharge B :**

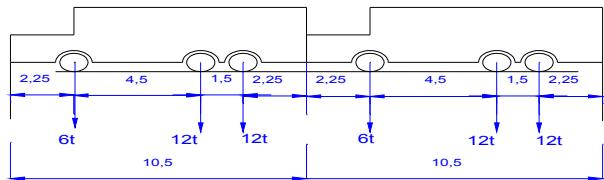
Ce système comprend trois systèmes distincts dont il y aura lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément d'ouvrage à savoir :

- Le système Bc_{30}
- Le système Be
- Le système Br

II.2.1 Le Système Bc

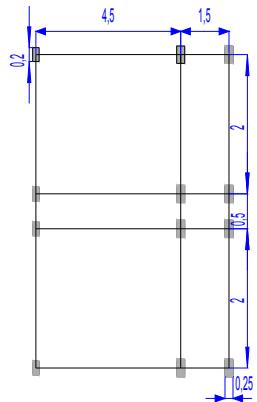
Il est composé de camions type de 30T.

Longitudinalement



3,79
3,79
3,79
3,79
3,79

En plan



Transversalement

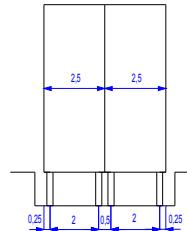


Figure 3 : Système B_c

II.2.2 Le système Be

-Ce Système B_e composé d'un essieu isolé de 20T.

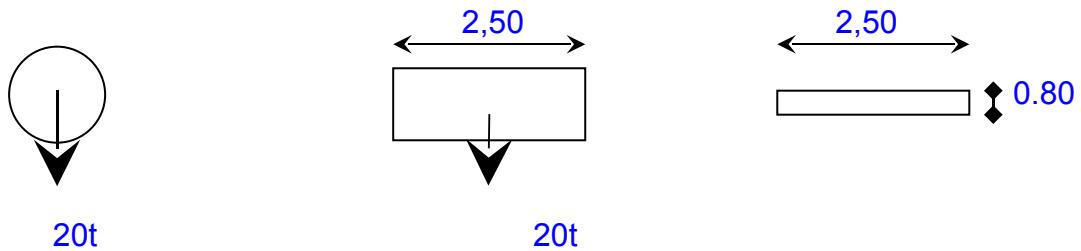


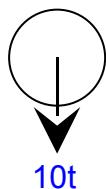
Figure 4 : Système B_e

II.2.3 Le Système B_r

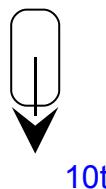
Le système Br est composé d'une roue isolée de 10T.

Surface d'impact : 0.30 m x 0,30 m.

Longitudinalement



Transversalement



Vue en plan

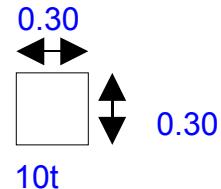


Figure 5: Système B_r

II.3. Surcharge des trottoirs :

Une charge uniforme de 450 kg/m² est appliquée lorsqu'il s'agit de justifier des éléments du tablier.. Pour la justification des fermes maîtresses, des charges générales de 150 kg/m² uniformément réparties sont à disposer de façon à produire l'effet maximal. Dans le sens transversal, les deux trottoirs pourront n'être pas chargés simultanément.

III. Caractéristiques des matériaux

III.1. Le Béton

III.1.1 Béton Q400

- Dosage 400 kg/m³, contrôle strict
- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28}=0.6+0,06f_{c28}=2.1 \text{ Mpa}$

$$\text{-Résistance de calcul à l' ELU } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 16,67 \text{ Mpa} \text{ avec } \theta = 0,85 ; \gamma_b = 1,5$$

$$\text{-Contrainte de compression du béton à l'ELS } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

III.1.2 Béton Q350

- Dosage 350 kg/m³, contrôle strict
- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=20 \text{ Mpa}$
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=1.8 \text{ Mpa}$



-Résistance de calcul à l' ELU $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 13,33 \text{ Mpa}$ avec $\theta = 0,85$; $\gamma_b = 1,5$

-Contrainte de compression du béton à l'ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$

III.2. Les Aciers d'armatures :

Poids volumique : 7,86 T/m³

III.2.1 Pour Q400 :

Armatures en aciers de nuance FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$, $\mu_1 = 0,392$

-Fissuration très préjudiciable

-ELU : $f_{ed} = 348 \text{ Mpa}$

-ELS : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{t28}})\right\} = 161 \text{ Mpa}$

III.2.2 Pour Q350

-Armatures en aciers de nuance FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$, $\mu_1 = 0,392$

-Fissuration très préjudiciable

-ELU : $f_{ed} = 348 \text{ Mpa}$

-ELS : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{t28}})\right\} = 160 \text{ Mpa}$

III.3. Autres

Surcharge du remblai : 1,5 T/m³

Poids volumique :

Revêtement : 2,3 T/m³

Garde corps : 0,05 T/ml

Chapitre 2 : Etude de la superstructure

I. Pré dimensionnement

On gardera l'axe de l'ancien ouvrage.

Caractéristiques du pont à projeter :

- Longueur totale du pont : 45 m
- Longueur totale des poutres : 44,70 m
- Travées continues
- Longueur de la travée de calcul : 22 m
- Gabarit : 7,00m de chaussée et 2x 0,75m de trottoirs G7+2x 0,75m
- Poutre caisson à hauteur variable

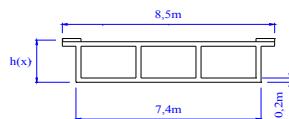
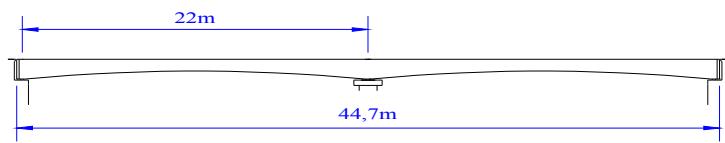


Figure 6 : coupes longitudinale et transversale

Pour la poutre en caisson, on fera l' étude par éléments en considérant :

- . Table supérieure en dalle supérieure
- . Table inférieure en dalle inférieure
- . Ames en poutres.

Puis on vérifiera les résultats en considérant la poutre en une seule de forme I



I.1. Dalles

Entraxe des poutres : $l_b = 2.4m$

Epaisseur : $h_d \geq l_b / 25$ mais ≥ 16 cm afin d'éviter le poinçonnement sous la charge localisée

Nous prenons donc $h_d = 20$ cm

$l_a = 22$ m

$l_a/l_b = 9,16 > 2$

I.2. Poutres

On aura 4 poutres.

Hauteur :

$$\text{-sur appui } h_1 \geq \frac{l}{12} = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{-sur la clé } h_0 \geq \frac{l}{20} = 1,10 \text{ m}$$

La variation de la poutre est parabolique de la forme : $h_x = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{2x}{l} \right)^2$

Epaisseur des âmes

Prenons $b_0 = 20$ cm.

I.3. Entretoises

Généralement les poutres caissons ne requièrent pas des entretoises en travées lorsque la courbure horizontale du pont n'est pas très prononcée. Ici le rayon de courbure est infini, on prévoit uniquement alors des entretoises au niveau des appuis. Leur hauteur est égale à $h_e = 165$ cm, d'épaisseur 40 cm.

I.4. Trottoir

Structure : Béton dosé à 350 kg/m^3

Largeur : 75 cm

Epaisseur : 15 cm

I.5. Revêtement



Enrobés Denses à Chaud d'épaisseur 4cm.



II. Calcul des Hourdis

II.1. Efforts dans les hourdis centraux

$l_a = 22 - 0,4 = 21,6\text{m}$: distance entre deux entretoises

$l_b = 2,4 - 0,2 = 2,2\text{m}$: distance entre deux poutres

$$\frac{l_a}{l_b} = \frac{21,6}{2,2} = 9,81 > 2$$

La dalle porte sur une seule direction, elle est considérée comme partiellement encastrée sur deux côtés suivant la longueur du pont.

II.1.1 Vérification du non poinçonnement de la dalle :

- Largeur influencée par l'application des surcharges B :

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

Suivant l'axe longitudinal :

$$a = a_1 + \frac{l_b}{3} \text{ mais } \geq \frac{2}{3}l_b$$

$$\text{Si } a > 1,5\text{m, alors : } a = \frac{1}{2}(a_1 + 1,5 + l_b) \text{ mais } \geq \frac{l_b}{3} + 0,80\text{m}$$

$$a_1 = a_2 + h_d + 2 h_r$$

a_2 : côté parallèle à l'axe longitudinal du pont, de la surface d'impact de roue correspondant au système de surcharge étudié ;

h_r : épaisseur de la couche de revêtement

h_d : épaisseur de la dalle

Suivant l'axe transversal :

$$b_1 = b_2 + h_d + 2 h_r$$

b_2 : côté parallèle à l'axe transversal du pont, de la surface d'impact de roue correspondant au système de surcharge étudié .



Tableau 10 : Valeurs des largeurs influencées

Système de surcharge [m]	B_c	B_e	B_r
a_2	0,25	0,08	0,30
b_2	0,25	2,50	0,30
a_1	0,53	0,36	0,58
b_1	0,53	2,78	0,58
a	1,46	1,46	1,46

Pour chaque système de surcharge B, il faut vérifier :

$$Q_u \leq 0,045u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec Q_u : charge de calcul vis à vis de l'ELU :

u_c : Périmètre du rectangle d'impact à considérer au niveau du feuillet moyen de la dalle ;

h_d : épaisseur de la dalle.

a. Surcharge B_c :

$$a = a_2 + h_0 + 2h_r = 0,25 + 0,2 + 2 \times 0,04 = 0,53 \text{ m}$$

$$b = b_2 + h_0 + 2h_r = 0,53 \text{ m}$$

$$u_c = 2(a + b) = 2,12 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,5 \times 12 = 18 \text{ T}$$

$$0,045u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 31,8 \text{ T}$$

$$Q_u \leq 0,045u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b},$$

La condition est vérifiée

b. Surcharge B_e :

$$a = a_2 + h_0 + 2h_r = 0,08 + 0,2 + 2 \times 0,04 = 0,36 \text{ m}$$

$$b = b_2 + h_0 + 2h_r = 2,5 + 0,2 + 2 \times 0,04 = 2,78 \text{ m}$$



$$u_c = 2(a + b) = 6,28\text{m}$$

$$Q_u = 1,5 \times 20 = 30\text{T}$$

$$0,045u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 94,20\text{T}$$

$$Q_u \leq 0,045u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ la condition est vérifiée}$$

c. Surcharge B_r:

$$a = a_2 + h_0 + 2h_r = 0,30 + 0,2 + 2 \times 0,04 = 0,58\text{m}$$

$$b = b_2 + h_0 + 2h_r = 0,58\text{m}$$

$$u_c = 2(a + b) = 2,32\text{m}$$

$$Q_u = 1,5 \times 10 = 15\text{T}$$

$$0,045u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 34,80\text{T}$$

$$Q_u \leq 0,045u_c h_d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ la condition est vérifiée}$$

Le poinçonnement de la dalle n'est pas à craindre

II.1.2 Coefficient de majoration

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

P : poids du hourdis seul,

S : surcharge maximale du système B ;

L : = l_b = 2,4m : distance entre axes des poutres.

Charges permanentes :

Revêtement du tablier : 2,3 x 0,04 = 0,088T/m²

Hourdis : 2,5 x 0,20 = 0,5T/m²

$$g_h = 0,588\text{T/m}^2$$

$$P = g_h \times l_b \times 22 = 28,459\text{T}$$

Surcharge

$$S = 30 \times 2 = 60\text{T}$$



$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 2,2} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 28,459}{60}}$$

D'où $\delta = 1,484$

.II.1.3 Les moments fléchissants

a. Moment de calcul : Mo

Pour le système B_{C1}

Chargement par une roue :

$$p_1 = \frac{P_1}{2b_1 a}$$

Chargement par deux roues :

$$p_2 = \frac{P_1}{(b_1 + c)a}$$

P_1 : charge par essieu : 12 T

c : distance entre axes des roues jumelées des camions. ($c = 0,50\text{m}$ pour le système B_C)

on a $p_1 = 7,754\text{T/m}^2$

$$p_2 = 7,980\text{T/m}^2$$

Système B_e

$$p_e = \frac{P_e}{b_1 a}$$

$P_e = 20\text{T}$ $p_e = 4,927\text{T/m}^2$

Système B_r

$$p_r = \frac{P_r}{b_1 a}$$

$P_r = 10\text{T}$ $p_r = 11,809\text{T/m}^2$

- moment dû à la charge Permanente

$$Mo_{gh} = \frac{g_h l_b^2}{8}$$

$$Mo_{gh} = 0,355 \text{ Tm}$$

- moment dû à la surcharge



$$M_{Op} = \delta \frac{pb_1}{4} \left(l_b - \frac{b_1}{2} \right) :$$

- Moment de calcul aux Etats Limites

ELS: $M_o = M_{0gh} + 1,2 M_{Op}$

système B_c

$$M_o = \text{sup}(M_{o1}, M_{o2})$$

$$M_{op1} = \delta \frac{p_1 b_1}{4} \left(l_b - \frac{b_1}{2} \right) : \text{moment dû à une charge concentrée (une roue)}$$

$$M_{op2} = \delta \frac{p_2 (c + b_2)}{4} \left(l_b - \frac{(c + b_2)}{2} \right) : \text{moment dû à deux charges concentrées (deux roues)}$$

$$M_{o1} = M_{0gh} + 1,2 M_{op1}$$

$$M_{o1} = 0,355 + (1,2 * (1,484 * \frac{7,754 * 0,53}{4} (2,2 - \frac{0,53}{2})))$$

$$M_{o1} = 0,355 + (1,2 * 2,9502)$$

$$M_{o1} = 3,895 \text{ Tm}$$

$$M_{o2} = M_{0gh} + 1,2 M_{op2}$$

$$M_{o2} = 0,355 + [1,2 * (1,484 * \frac{7,980 * (0,5 + 0,53)}{4} (2,2 - \frac{(0,5 + 0,53)}{2}))]$$

$$M_{o2} = 0,355 + (1,2 * 5,1382)$$

$$M_{o2} = 6,521 \text{ Tm}$$

$$\underline{M_o = 6,521 \text{ Tm}}$$

Système B_e

$$M_o = M_{0gh} + 1,2 M_{ope}$$

$$M_o = 0,355 + (1,2 * (1,484 * \frac{4,927 * 2,78}{4} (2,2 - \frac{2,78}{2})))$$

$$M_o = 0,355 + (1,2 * 4,1160)$$

$$\underline{M_o = 5,2942 \text{ Tm}}$$

Système B_r



$$M_o = M_{0gh} + 1, 2 M_{0pr}$$

$$M_o = 0.355 + (1.2 * (1.484 * \frac{11.809 * 0.53}{4} (2.2 - \frac{0.53}{2})))$$

$$M_o = 0.355 + (1.2 * 4.854)$$

$$\underline{M_o = 6.1796 \text{ Tm}}$$

$$\underline{\text{ELU: } M_o = 1.35 M_{0gh} + 1.5 * (1.07 M_{0p})}$$

système B_c

$$M_o = \sup(M_{o1}; M_{o2})$$

$$M_{o1} = 1.35 M_{0gh} + 1.5 (1.07 M_{0p1})$$

$$M_{o1} = 1.35 (0.355) + 1.5 (1.07 * 2.9502)$$

$$M_{o1} = 5.214 \text{ Tm}$$

$$M_{o2} = 1.35 M_{0gh} + 1.5 (1.07 M_{0p2})$$

$$M_{o2} = 1.35 (0.355) + 1.5 (1.07 * 5.1382)$$

$$M_{o2} = 8.7260 \text{ Tm}$$

$$\underline{M_o = 8.7260 \text{ Tm}}$$

Système B_e

$$M_o = 1.35 M_{0gh} + 1.5 * (1.07 M_{0pe})$$

$$M_o = 1.35 (0.355) + 1.5 (1.07 * 4.1160)$$

$$\underline{M_o = 7.08543 \text{ T}}$$

Système B_r

$$M_o = 1.35 M_{0gh} + 1.5 * (1.07 M_{0pr})$$

$$M_o = 1.35 (0.355) + 1.5 (1.07 * 4.854)$$

$$\underline{M_o = 8.2699 \text{ Tm}}$$

Tableau 11 : Moments de calcul M_o du système B suivant les états limites

Surcharge	B _c	B _e	B _r
ELS	6.521	5.2942	6.1796
ELU	8.7260	7.08543	8.2699

$$M_{oELS} = 6.521 \text{ Tm}$$



Mo_{ELU}=8,726 Tm



b. Moments au centre de la travée et aux appuis :

Moment au centre de la travée :

$$M_{0,5} = \alpha M_0$$

Moment aux appuis :

$$M_{app} = \beta M_0$$

α et β sont des coefficients dépendant de η'

$\eta' =$ rapport de la rigidité cylindrique de la dalle à la rigidité en torsion des poutres qui la supportent.

La section de calcul :

$$b_d = b_a + 2x_o + 2c : \text{largeur de la table de compression [3]}$$

$$c=30 \text{ car } h_d < 0,1 \text{ h}$$

$$x_o = 1,5 h_d$$

$$b_d = 140 \text{ cm}$$

$$\eta' = 0,001 \frac{D l_b^3}{G I_t} [\text{cm}^2]$$

$$D = \frac{E \times h_d^3}{12 \times (1 - v^2)} = \frac{E \times 20^3}{12 \times (1 - 0,2^2)} = 694,44 E$$

$$G = 0,435 E$$

E : module de déformation du béton homogénéisé

v : coefficient de poisson, $v = 0,2$ (béton supposé non fissuré)

h_d : épaisseur de la dalle

$$I_t = \frac{1}{3} \sum \left(\frac{a_i}{t_i} - 0,63 \right) \times t_i^4 [\text{cm}^4]$$

a_i et t_i sont respectivement la longueur et la largeur des rectangles composant de la section de la poutre

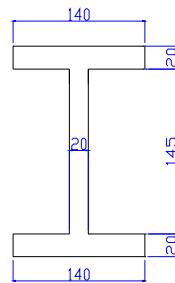


Figure 7 : Section de calcul

$$I_t = \frac{1}{3} \left[2 \left(\frac{140}{20} - 0,63 \right) \times 20^4 + \left(\frac{145}{20} - 0,63 \right) \times 20^4 \right]$$

$$I_t = 1032533.333 \text{ cm}^4$$

$$\eta' = 0,001 \times \frac{694,44 \times E \times 280^3}{0,453 \times E \times 1032533.333} = 15.8080$$

$\eta' < 30$ on obtient donc : $\alpha = 0,5$ et $\beta = -0,8$ [3]

Tableau 12 : Moments fléchissants à mi-travée de la dalle et aux appuis [Tm]

Système de surcharge	$M_{0,5}$		M_{app}	
	E.L.S	E.L.U	E.L.S	E.L.U
B_c	3.2605	4.363	-5.2168	-6.9808
B_e	2.6471	3.5427	-4.2354	-5.6683
B_r	3.0898	4.1349	-4.9437	-6.6159

II.1.4 Efforts tranchants

- Gousset

On adoptera un gousset normal

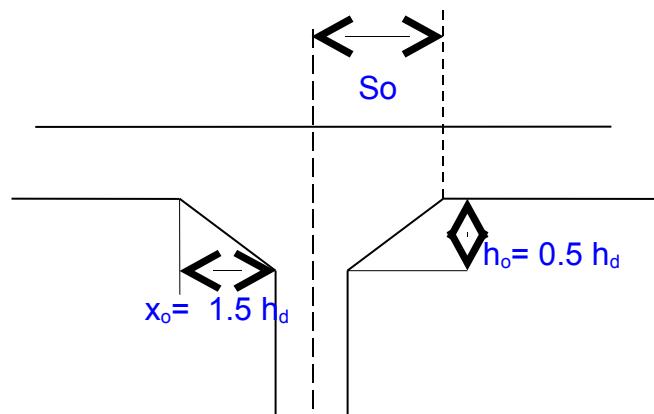


Figure 8 : Schéma de calcul

$$S_o = 2h_d = 40 \text{ cm}$$

$$x_o = 30 \text{ cm}$$

$$h_o = 10 \text{ cm}$$

$$V_{I, II} = V_g + V_{p1}$$

$$V_{I, II} = g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right) + \left(\delta \times P \times \sum \frac{y_x}{a_x} \right)$$

Schémas de calcul

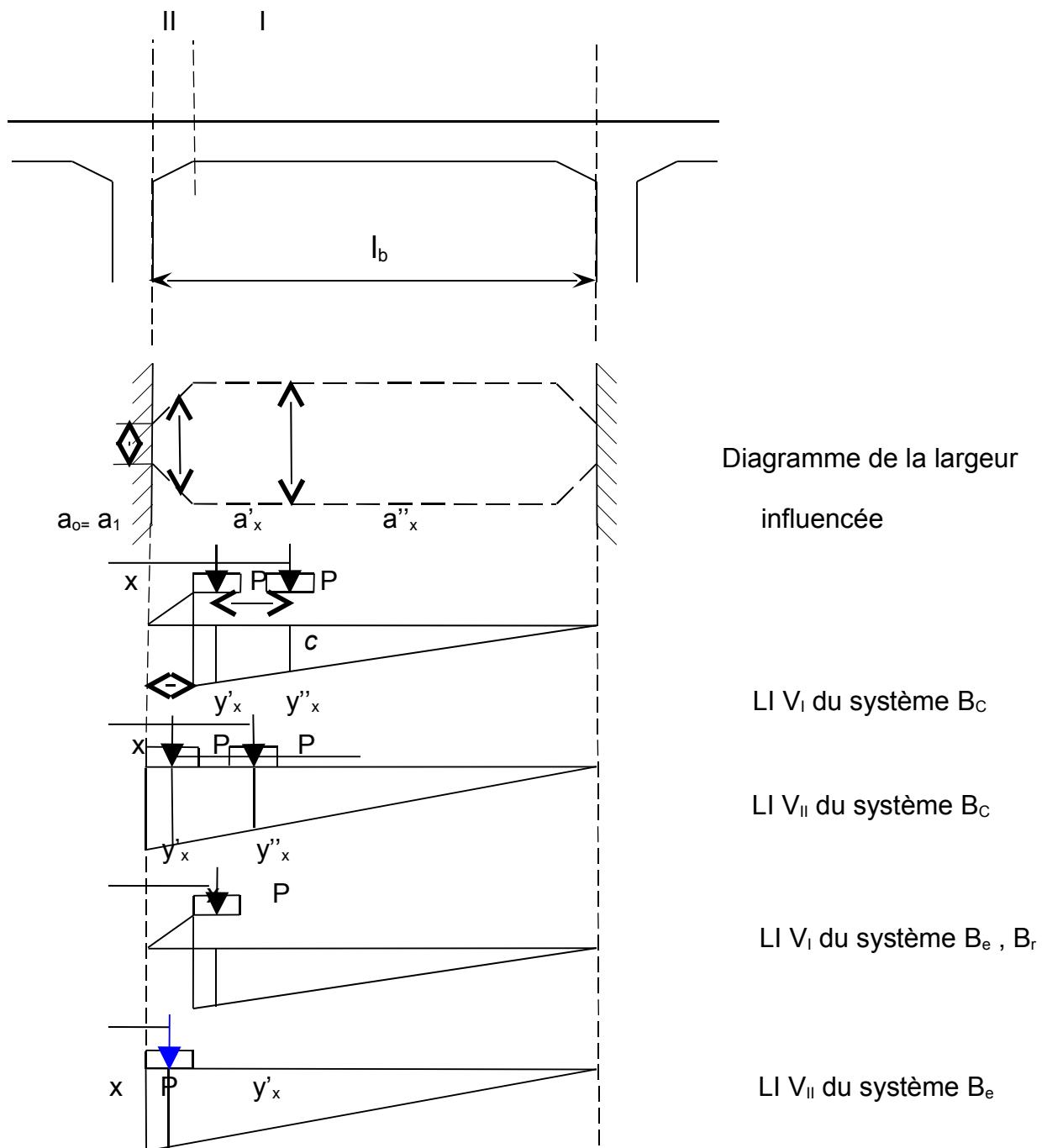


Figure 9-a: Schéma de calcul de la dalle



x_0 : distance de la section considérée au nu de l'appui considérée ;

$x_0 = 0$ pour la section II

a_x : largeur influencée par l'application de la charge P ;

y_x : ordonnée de la LI de V sous la charge de calcul P .

Surcharge B_c :

- Section I :

$$x_0 = 0.3 \text{ m}$$

Calcul de a_0 , a'_x , y'_x , a''_x , y''_x :

$$a_0 = a_1 = 0,53 \text{ m} \text{ mais } a_0 \geq \frac{l_b}{3} = 0,733 \text{ m}$$

on prend $a_0 = 0,75 \text{ m}$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0,565 \text{ m} ; \frac{l_b}{6} = 0,367 \text{ m}$$

$$\text{or } \frac{l_b}{6} \leq x' \leq \frac{5l_b}{6} \text{ alors } a'_x = a_0 + \frac{l_b}{3}$$

$$a'_x = 1,48 \text{ m}$$

$$x'' = x_0 + \frac{b_1}{2} + c = 1,065 \text{ m}$$

$$a''_x = a_1 + \frac{l_b}{3} = 1,263 \text{ m} \text{ mais } a''_x \geq \frac{2}{3}l_b = 1,466 \text{ m}$$

$$a''_x = 1,47 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,743 \text{ m}$$

$$y''_x = \frac{l_b - x''}{l_b} = 0,518 \text{ m}$$

- Section II :

$$x_0 = 0$$

$$a_0 = 0,75 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0,265 \text{ m} ; \frac{l_b}{6} = 0,367 \text{ m}$$

$$\text{or } x' < \frac{l_b}{6} ; \text{ alors } a'_x = a_0 + 2x'$$



$$a'_x = 1.28 \text{ m}$$

$$x'' = x_0 + \frac{b_1}{2} + c = 0,765 \text{ m}$$

$$a''_x = 1,47 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,879 \text{ m}$$

$$y''_x = \frac{l_b - x''}{l_b} = 0,652 \text{ m}$$

Surcharge B_e :

- Section I :

Calcul de a_0 , a'_x , y'_x :

$$a_0 = 0,75 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 1,665 \text{ m} ; \frac{l_b}{6} = 0,367 \text{ m}$$

$$\frac{l_b}{6} \leq x' \leq \frac{5l_b}{6} \text{ alors } a'_x = a_0 + \frac{l_b}{3}$$

$$a'_x = 1.48 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,243 \text{ m}$$

- Section II :

$$a_0 = 0,75 \text{ m}$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 1,39 \text{ m} ; \frac{l_b}{6} = 0,367 \text{ m}$$

$$x' > \frac{l_b}{6} ; \text{ alors } a'_x = a_0 + \frac{l_b}{3} = 1,48 \text{ m}$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,368 \text{ m}$$

Surcharge B_r :

- Section I :

Calcul de a_0 , a'_x , y'_x :

$$a_0 = 0,75 \text{ m}$$



$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0,59m ; \frac{l_b}{6} = 0,367m$$

$$x' > \frac{l_b}{6} ; \text{ alors } a'_x = a_0 + \frac{l_b}{3} = 1,48m$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,732m$$

- Section II :

$$a_0 = 0,75m$$

$$x' = x_0 + \frac{b_1}{2} = 0,29m ; \frac{l_b}{6} = 0,367m$$

$$x' < \frac{l_b}{6} ; \text{ alors } a'_x = a_0 + 2x' = 1,33m$$

$$y'_x = \frac{l_b - x'}{l_b} = 0,868m$$

Les efforts tranchants sont donnés par les formules suivantes :

$$V_{I,II} = V_g + V_{p1}$$

$$V_{I,II} = g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right) + \left(\delta \times P \times \sum \frac{y_x}{a_x} \right)$$

$$\text{ELS} : V_{I,II} = g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right) + 1,2 \left(\delta \times P \times \sum \frac{y_x}{a_x} \right)$$

$$\text{ELU} : V_{I,II} = 1,35 \times g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_0 \right) + 1,605 \left(\delta \times P \times \sum \frac{y_x}{a_x} \right)$$

Tableau 13 : Efforts tranchants [T]

	Bc		Be		Br	
	I	II	I	II	I	II
x_0	0	0,3	0	0,3	0	0,3
a'_x	1,48	1,28	1,48	1,48	1,48	1,33
a''_x	1,47	1,47				
y'_x	0,743	0,879	0,243	0,368	0,732	0,868
y''_x	0,518	0,652				
V_{els}	8,41	10,74	3,13	4,23	4,39	5,41
V_{elu}	13,08	16,79	4,78	6,56	6,76	8,41

II.2. Efforts dans l'hourdis console

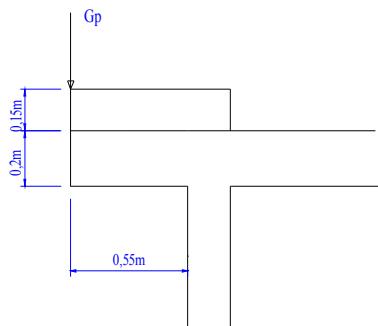


Figure 9-b: Schéma de calcul de l'hourdis console

$$b=0.55\text{m}$$

Charges permanentes

$$\text{Hourdis : } g_h = 0,52\text{T/m}^2$$

$$\text{Trottoir : } g_t = 0,15 \times 2,5 = 0,375 \text{ T/m}^2$$

$$g = g_h + g_t = 0,895 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Parapet : } G_p = 0,06\text{T/ml}$$

Surcharges

- une surcharge de trottoir de $0,45\text{T/m}^2$, disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

II.2.1 Calcul des moments fléchissants :

a. Efforts dus aux charges permanentes :

$$M_g = g \times \frac{b^2}{2} + G_p \times b$$

$$M_g = 0,165\text{Tm}$$

b. Efforts dus aux surcharges d'exploitation :

Surcharge Pt:

$$M_{Pt} = \frac{Pt \times b^2}{2} = 0,068Tm$$

c. Combinaisons d'actions :

$$E.L.U : M_{app,c} = 1,35 M_g + 1,605 M_{Pt}$$

$$M_{app,c} = 0.332Tm$$

$$E.L.S : M_{app,c} = M_g + 1,2 M_{Pt}$$

$$M_{app,c} = 0.247Tm$$

II.2.2 Calcul des efforts tranchants :

a. Efforts dus aux charges permanentes :

$$V_g = g \times b + G_p$$

$$V_g = 0.552 T$$

b. Efforts dus aux surcharges d'exploitation :

Surcharge Pt

$$V_{Pt} = P \times b$$

$$V_{Pt} = 0,248T$$

Combinaisons d'actions :

$$E.L.U : V_{app,c} = 1,35 V_g + 1,605 V_{Pt}$$

$$V_{app,c} = 1,143T$$

$$E.L.S : V_{app,c} = V_g + 1,2 V_{Pt}$$

$$V_{app,c} = 0.849T$$

Tableau 14 : Valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les hourdis consoles.

$M_{app,c}$	$V_{app,c}$
E.L.U	E.L.S
E.L.U	E.L.S



0.332	0.248	1.143	0.849
-------	-------	-------	-------

II.3. Armatures des hourdis

II.3.1 Au centre de la travée

Les armatures sont calculées par 1m linéaire de la largeur de la dalle



a. Armatures longitudinales

$$h_0 = 20 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 100 \text{ cm} ;$$

$$d = 0,9h_0 = 18 \text{ cm}$$

$$M_s = 32605 \text{ Nm}$$

Le moment résistant du béton est :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$\bar{y}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \times 18 = 10.4917$$

$$M_{rb} = 114119.4205 \text{ Nm}$$

$$M_s < M_{rb}$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.5828$$

$$\bar{Z}_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 14.503 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{Z}_b \bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = 13.963 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$$

$$\text{On prend } A = 7\Phi 16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :



$$s \leq \min\{1,5h_0; 20\text{cm}\}$$

$$s \leq 20\text{cm}$$

b. Armature de répartition :

$$A_p = \frac{1}{3} A = 4,69 \text{ cm}^2$$

Soit 6 ø10 = 4,71 cm² par mètre

c. Pourcentage minimal des armatures :

- -Suivant l_a (transversalement):

$$A_{la,min} = 8h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_p > A_{la,min}$$

- -Suivant l_b (longitudinalement) :

$$A_{lb,min} = A_{la,min} \times \frac{3 - \alpha}{2} \text{ avec } \alpha = \frac{la}{lb} = \frac{2,2}{21,6} = 0,1018$$

$$A_{lb,min} = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$A_p > A_{lb,min}$$

Les conditions sont vérifiées.

II.3.2 Armatures aux appuis :

Les calculs sont identiques à ceux des armatures à mi-travée.

$$M_s = 52168 \text{ Nm}$$

Le moment résistant du béton est :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$\bar{y}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \times 18 = 10,4917$$

$$M_{rb} = 114119,4205 \text{ Nm}$$

$$M_s < M_{rb}$$

La section sera simplement armée



$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,5828$$

$$\bar{Z}_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 14,503 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{Z}_b \bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = 22,341 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$$

$$A_u < A_s$$

On retient donc $A = 22,341 \text{ cm}^2$

On prend $A = 12\Phi 16 = 24,12 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$

$$A_p = 8,18 \text{ cm}^2$$

Soit, $A_p = 8 \varnothing 12 = 9,04 \text{ cm}^2 \text{ par mètre}$

$$A_p > A_{la,\min}$$

$$A > A_{lb,\min}$$

Les pourcentages minimaux sont vérifiés.

II.3.3 Nécessité d'armatures transversales :

La relation suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u,$$

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

II.4. Pré-dalle :

Les pré-dalles sont considérées comme des coffrages perdus, elles sont conçues pour faciliter le coffrage de l'hourdis central. Leurs caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- largeur : 2,20m (transversalement)
- épaisseur : 8cm

Chaque pré-dalle s'appuie sur deux appuis simples.

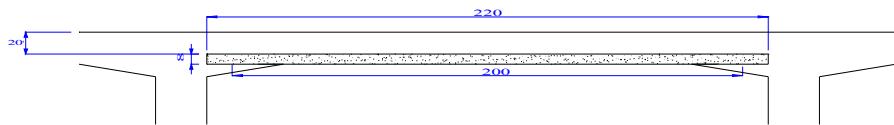


Figure 10 : Disposition de la pré-dalle

$$g = 2,5 \times 0,20 \times 1 = 0,50 \text{ T/ml}$$

II.4.1 Calcul des sollicitations

a. Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{0,50 \times 2,00^2}{8} = 0,25 \text{ Tm}$$

$$\text{E.L.U : } M_u = 1,35 M_0 = 0,338 \text{ Tm}$$

$$\text{E.L.S : } M_s = 0,25 \text{ Tm}$$

b. Effort tranchant :

$$V_0 = \frac{gl_0}{2} = \frac{0,50 \times 2,00}{2} = 0,5 \text{ T}$$

$$\text{E.L.U : } V_u = 1,35 V_0 = 0,675 \text{ T}$$

$$\text{E.L.S : } V_s = 0,5 \text{ T}$$



II.4.2 Calcul des armatures :

Les calculs se font à l'ELS car on a considéré que la fissuration est très préjudiciable.

a. Armatures longitudinales :

$$h_0 = 8\text{cm} ; b_0 = 100\text{cm} ; d = 0,9h_0 = 7,2\text{cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) \text{ avec } \bar{y}_1 = \bar{\alpha}_1 \times d = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \times 7 = 4,08\text{cm}$$

$$M_{rb} = 17258\text{Nm}$$

$$M_s = 0,25Tm = 2500\text{Nm} < M_{rb} = 17258\text{Nm}$$

La section est simplement armée

$$\bar{Z}_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 5,64\text{cm}$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{M_s}{\bar{Z}_b \bar{\sigma}_s} = 2,75 \text{ cm}^2$$

On prend 6Φ8=3,01cm²

b. Vérification de l'effort tranchant :

La relation suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{0,5 \times 10^4}{1 \times 0,07} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$, la condition est vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_p}{3} = 1,003\text{cm}^2$$

Soit 5Φ6=1,41cm²



III. Dimensionnement des poutres principales

III.1. Calcul des sollicitations

Notre but est de tracer les courbes enveloppes des moments et des efforts tranchants, il faut donc tracer les lignes d'influence correspondantes pour chaque section de calcul.

III.1.1 Lignes d'influence des moments

On tracera les lignes d'influence des moments aux appuis et en travées.

a. Lignes d'influence des moments aux appuis

- Appuis extrêmes :

$$M_0 = M_2 = 0$$

- Appui intermédiaire

Les moments à l'appui intermédiaire seront déterminés à partir de la relation des trois moments[4] :

$$b_i M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = -\omega'_i + \omega_{i+1}$$

Les rotations aux extrémités de la travée $A_{i+1}A_i$ sont donnés par les formules :

$$\omega'_{i-} = \frac{1}{E} \int_0^{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{\mu(x)}{I(x)} dx \quad \omega_{i+} = \frac{1}{E} \int_0^{l_i} \left(\frac{x}{l_i}\right) \frac{\mu(x)}{I(x)} dx$$

M_i : moment sur appui A_i

a_i, b_i, c_i : coefficients de souplesse

$$a_{i-} = \frac{1}{E} \int_0^{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right)^2 \frac{1}{I(x)} dx$$

$$b_{i-} = \frac{1}{E} \int_0^{l_i} \frac{x}{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{1}{I(x)} dx$$

$$c_i = \frac{1}{E} \int_0^{l_i} \left(\frac{x}{l_i}\right)^2 \frac{1}{I(x)} dx$$

$\mu(x)$: moment fléchissant dans la travée associée (isostatique) ;

$I(x)$: moment d'inertie de la section d'abscisse x

-Coefficients de souplesse :

On peut déterminer les coefficients a, b, c à l'aide de la table de GULDAN[5]. Ils sont en fonction de :

$n = I_1/I_0$, rapport des moments d'inertie minimal et maximal ;

λ = coefficient qui détermine la longueur de la poutre affectée par le gousset parabolique.

$n=0.285$; $0.20 < n < 0.3$

$\lambda = 0.5$

Après interpolation, on a les valeurs :

$$\frac{EI_o a}{1} = \frac{EI_o c}{1} = 0.209 \quad \frac{EI_o b}{1} = 0.131$$

Ainsi on a les résultats dans le tableau suivant

Tableau 15 : Coefficients de souplesse

Travée	$EI_o a$	$EI_o b$	$EI_o c$
1	4.597	2.871	4.597
2	4.597	2.871	4.597

-Ordonnée de la ligne d'influence des rotations

Les rotations sont aussi déterminées à l'aide de la table de GULDAN. Elles sont en fonction de :

$n=0.285$ $0.20 < n < 0.30$

$\lambda = 0.5$

a : abscisse de la charge $\bar{P} = 1$ compté à partir de l'appui de gauche

$$a = \frac{kl}{12} \quad 0 \leq k \leq 12$$



Tableau 16 : Ordonnées des lignes d'influence des rotations

k	0	1	2	3	4	5	6
a	0	1,833	3,666	5,500	7,333	9,167	11,000
Elow/PI ²	0	-0,016	-0,0296	-0,040	-0,047	-0,051	-0,050
Elow'/PI ²	0	0,011	0,021	0,031	0,040	0,046	0,050
Elow	0	-7,787	-14,325	-19,52	-22,97	-24,55	-24,32
Elow'	0	5,149	10,208	14,964	19,145	22,387	24,323

k	7	8	9	10	11	12
a	12,833	14,667	16,500	18,333	20,167	22
Elow/PI ²	-0,046	-0,040	-0,031	-0,021	-0,011	0
Elow'/PI ²	0,051	0,047	0,040	0,030	0,016	0
Elow	-22,39	-19,15	-14,96	-10,21	-5,149	0
Elow'	24,550	22,966	19,523	14,325	7,787	0

- Rapports focaux

Les rapports focaux de gauche φ_i et de droite φ_{i+1} sont déterminés à partir des constantes mécaniques a_i, b_i, c_i de chaque travée.

$$\varphi_1=0$$

$$\varphi'_n=0$$

$$\varphi_{i+1} = \frac{b_{i+1}}{a_{i+1} + c_i - b_i \varphi_i}$$

$$\varphi'_{n-1} = \frac{b_{n-1}}{a_n + c_{n-1} - b_n \varphi_n}$$

$$\varphi_n = \frac{b_n}{a_n + c_{n-1} - b_{n-1} \varphi_{n-1}}$$

$$\varphi'_1 = \frac{b_1}{a_2 + c_1 - b_2 \varphi_2}$$

Ainsi on a :

$$\varphi_1=0$$

$$\varphi'_2=0$$

$$\varphi_2=0,31226$$

$$\varphi'_1=0,31226$$

-Ordonnée de la ligne d'influence du moment à l'appui A1



En utilisant la formule des trois moments précédente et ceux des rapports focaux, on obtient les moments fléchissants sur les appuis A_{i+1} et A_i lorsque la travée $A_{i+1}A_i$ est chargée :

$$M_{i+1} = \frac{(\omega_i + \varphi_i \omega'_i) \varphi_i}{b_i (1 - \varphi_i \varphi'_i)}$$

$$M_i = - \frac{(\omega'_i \varphi_i + \omega_i \varphi'_i) \varphi'_i}{b_i (1 - \varphi_i \varphi'_i)}$$

Ainsi ,

- Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur A_0A_1 on a :

$$M_1(\alpha) = - \frac{\omega'_1(\alpha) \varphi'_1}{b_1} = - \frac{\omega'_1(\alpha)}{c_1 + a_2}$$

- Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur A_1A_2 on a

$$M_1(\alpha) = \frac{\omega_2(\alpha) \varphi_2}{b_2} = \frac{\omega_2(\alpha)}{c_1 + a_2}$$

Les résultats sont présentés à l'annexe A

Lignes d'influence des moments en travée

La ligne d'influence du moment fléchissant dans une section x est donnée par la relation :

$$M(\alpha, x) = \mu_i(\alpha, x) + M_{i-1}(\alpha) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] + M_i(\alpha) \frac{x}{l_i}$$

Avec :

$$\mu_i(\alpha, x) = \begin{cases} \left(1 - \frac{\alpha}{l_i} \right) x & \text{... si } x \leq \alpha \\ \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) \alpha & \text{.... si } x \geq \alpha \end{cases} \quad \text{si la charge } \bar{P} = 1 \text{ se trouve sur la travée } A_{i+1}A_i$$

$\mu_i(\alpha, x) = 0$ si la charge $\bar{P} = 1$ n'est pas appliquée sur la travée $A_{i+1}A_i$

Alors :

- Si $x \in A_0A_1$

Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur la travée A_0A_1

$$M(\alpha, x) = \left(1 - \frac{\alpha}{l_1} \right) x + M_1(\alpha) \frac{x}{l_1} \quad \text{si } x \leq \alpha$$



$$M(\alpha, x) = \left(1 - \frac{x}{l}\right)\alpha + M_1(\alpha) \frac{x}{l} \quad \text{si } x \geq \alpha$$

Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur la travée A_1A_2

$$M(\alpha, x) = M_1(\alpha) \frac{x}{l}$$

- Si $x \in A_1A_2$

Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur la travée A_0A_1

$$M(\alpha, x) = M_1(\alpha) \left[1 - \frac{x}{l}\right]$$

Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur la travée A_1A_2

$$M(\alpha, x) = \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right)x + M_1(\alpha) \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad \text{si } x \leq \alpha$$

$$M(\alpha, x) = \left(1 - \frac{x}{l}\right)\alpha + M_1(\alpha) \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad \text{si } x \geq \alpha$$

Les résultats sont présentés à l'annexe B-1 ;B-2

Tracé des lignes d'influence des moments

Appui A :

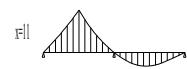


Figure 11 : Tracé des lignes d'influence des moments



Publics

Bâtiments et Travaux



II.1.2 Lignes d'influence des efforts tranchants

On tracera les lignes d'influence des efforts tranchants au voisinage des appuis, là où l'effort tranchant est maximal. Les lignes d'influence de l'effort tranchant dans une section x sont :

$$V(\alpha, x) = \theta(\alpha, x) + \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{l_i}$$

Où $\theta(\alpha, x) = \frac{\partial}{\partial x} \mu_i(\alpha, x)$

- Si $x \in A_0A_1$

Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur la travée A_0A_1

$$V(\alpha, x) = \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) + \frac{M_1(\alpha)}{l} \quad \text{si } x < \alpha$$

$$V(\alpha, x) = -\frac{\alpha}{l} + \frac{M_1(\alpha)}{l} \quad \text{si } x > \alpha$$

Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur la travée A_1A_2

$$V(\alpha, x) = \frac{M_1(\alpha)}{l}$$

- Si $x \in A_1A_2$

Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur la travée A_0A_1

$$V(\alpha, x) = -\frac{M_1(\alpha)}{l}$$

Si $\bar{P} = 1$ se trouve sur la travée A_1A_2

$$V(\alpha, x) = \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) - \frac{M_1(\alpha)}{l} \quad \text{si } x < \alpha$$

$$V(\alpha, x) = -\frac{\alpha}{l} - \frac{M_1(\alpha)}{l} \quad \text{si } x > \alpha$$

Les résultats sont présentés à l'Annexe C

a. Tracé des lignes d'influence des efforts tranchants

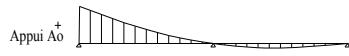


Figure 12: Tracé des lignes d'influence des efforts tranchants

III.2. Charges permanentes

III.2.1 Répartition des charges permanentes

Les charges permanentes se repartissent en partie égale entre les poutres

$$g = g_{p1} = g_{p2} = g_{p3} = g_{p4} = \frac{\sum g}{4}$$

$$\sum g = g_1 + g_2 + g_3 + g_p$$

Revêtement + Hourdis inférieur et supérieur $g_1 := 7,616 \text{ T/ml}$

Trottoirs $g_2 := 0,563 \text{ T/ml}$

Parapets $g_3 := 0,1 \text{ T/ml}$

Poids propre des poutres g_p :

$$g_p(x) = 4 \times 2,5 \times [0,2 \times (h(x) - 0,4)]$$

$$h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{2x}{l} \right)^2 \quad 0 \leq x \leq l/2, \text{ et symétrique jusqu'à } l$$

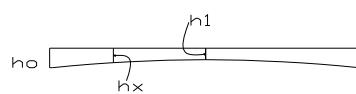


Figure 13: Hauteur de la poutre

$$g_p(x) = 2,9 - 0,0124 x^2$$

Alors

$$\sum g(x) = 11,127 - 0,0124 x^2 [T/ml]$$

Aux appuis :

$$\sum g = 11,92 ; g = g_{p1} = g_{p2} = g_{p3} = g_{p4} = 2,781 T/ml$$

En travée : on prendra 5 sections

Tableau 17 : charges permanentes en travée

section	1	2	3	4	5
x(m)	3,666	7,333	11,000	14,667	18,333
g(T/ml)	2,753	2,126	2,42	2,628	2,753

III.2.2 Moments fléchissants dus aux charges permanentes

Les moments dans une section quelconque sont donnés par l'expression :

$$M_{cp} = g \omega$$

g : charge permanente obtenue après répartition transversale

ω : aire de la ligne d'influence correspondante.

Tableau 18 : Moments fléchissants dus aux charges permanentes

section	2	4	6	8	10	A1
x(m)	3,666	7,333	11,000	14,667	18,333	22,000
g(T/ml)	2,753	2,628	2,42	2,628	2,753	2,781
$\omega(m^2)$	21,299	33,989	27,470	5,207	-27,273	-68,686
$M_{cp}(T.m)$	58,637	89,323	66,477	13,684	-75,083	-204,684

III.2.3 Efforts tranchants dus aux charges permanentes

En appliquant la même méthode que celle dans le calcul des moments on a :

Tableau 19 : Efforts tranchants dus aux charges permanentes

section	Ao	A1
x(l)	0	22
V[T]	27,560	35,180



III.3 Coefficient de majoration

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

P : charges permanentes

S : surcharge maximale du système B ;

L : longueur de l'âme : 22m

Charges permanentes :

$$P = 2 \int_0^{11} (11,127 - 0,0124 x^2) dx$$

$$P=234,92 \text{ T}$$

Surcharge

Il est possible de surcharger, longitudinalement, deux rangées de deux camions alors :

$$S = 4 \times 30 = 120 \text{ T}$$

D'où

$$\delta = 1,15$$

III.4 Surcharges d'exploitation

III.4.1 Les moments dus aux surcharges

Les moments fléchissants dans chaque section à prendre en compte sont :

$$M_{se} = \text{Max} \{ M_{A(l)} ; M_{Bc} \} + \text{Max} \{ M_{tr1} ; M_{tr2} \}$$

Surcharge A(l)

L'intensité de la surcharge A(l) est :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{1+12} [\text{kg/m}^2]$$

Le coefficient de répartition est le même pour toutes les poutres $\frac{\Delta}{n} = \frac{1}{4} = 0,25$

- Moments dus à A(l)

$$\max M_{A(l)} = 0,25 A(l) \omega_p l_c$$

$$\min M_{A(l)} = 0,25 A(l) \omega_n l_c$$

$\omega_p ; \omega_n$: aires positive et négative de la ligne d'influence correspondante

l_c : largeur chargeable

b. Surcharge Bc

- Répartition des charges

Comme la longueur de la travée $L=22m$ est supérieure à deux fois la largeur du pont $l=8.5m$

($L>2l$), alors on peut considérer la structure transversale rigide et la charge supportée par la poutre i est déterminée par la méthode COURBON [6]:

$$R_i = \frac{R}{n} \Delta_i \text{ avec } \Delta_i = \left(1 + \frac{n+1-2i}{n^2 - 1} \times \frac{6e}{a} \right)$$

où

n : nombre des poutres;

a : distance entre axe des poutres ;

i : la poutre considérée ;

e : excentricité (distance de la résultante R au plan axial de symétrie).

La position la plus défavorable du convoi dans le sens transversal pour les quatre poutres est la même :

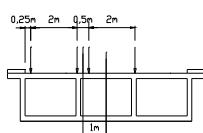


Figure 14 : Disposition transversale du convoi

e = 1m

n=4

a = 2.4 m

i = 1 à 4

$\frac{\Delta_i}{n} = 0.38$ pour les poutres extérieures (1, 4)

$\frac{\Delta_i}{n} = 0.29$ pour les poutres intérieures (2, 3)

- Moments dus aux surcharges Bc30

Pour chaque poutre i:

$$\max M_{Bc,i} = \beta_0 \times \delta \times \sum P_j y_{pj} \times \frac{\Delta_i}{n}$$

$$\min M_{Bc,i} = \beta_0 \times \delta \times \sum P_j y_{nj} \times \frac{\Delta_i}{n}$$

où

β_0 : coefficient dépendant du nombre de rangée de camion que l'on peut placer sur le tablier, dans notre cas, $\beta_0 = 0,9$ (deux rangées de camion) ;

δ : coefficient de majoration dynamique ;

P_j : charge concentrée provenant des camions :

y_{pj} et y_{nj} : ordonnées de la ligne d'influence sous la charge P_j en chargeant successivement les parties positive et négative dans la position la plus défavorable.

La disposition la plus défavorable de convoi dans le sens longitudinal est déterminée en faisant déplacer le convoi sur la ligne d'influence du moment fléchissant dans cette section.



Figure 15: Disposition longitudinale du convoi**c. Surcharges des trottoirs**

Surcharge uniforme : 0,15 T/m²

Il faut considérer deux cas :

1^{er} cas : Un seul trottoir chargé

2^e cas : Deux trottoirs chargés

- Répartition des charges

1^{er} cas : Un seul trottoir chargé

En utilisant encore la méthode COURBON
on a e=3,875 m

$$\frac{\Delta i}{n} = 0,734 \text{ pour les poutres extérieures (1, 4)}$$

$$\frac{\Delta i}{n} = 0,411 \text{ pour les poutres intérieures (2, 3)}$$

- 2^e cas: Deux trottoirs chargés

Répartition des charges

La répartition est égale sur les quatre poutres=0,25

- Moments dus aux surcharges de trottoirs.

1^{er} cas : Un seul trottoir chargé

$$\max M_{tr} = 0,15 \frac{\Delta i}{n} \omega_p l_t$$

$$\min M_{tr} = 0,15 \frac{\Delta i}{n} \omega_n l_t$$

l_t : largeur du trottoir

2^{er} cas : Deux trottoirs chargés

$$\max M_{tr} = 0,30 \frac{\Delta i}{n} \omega_p l_t$$

$$\min M_{tr} = 0,30 \frac{\Delta i}{n} \omega_n l_t$$



Tableau 20 : Moments dus aux surcharges des poutres extérieures

Section		1	2	3	4	5	A1
Abscisse (x)		3,666	7,333	11,000	14,666	18,333	22,000
MA(I) [T]	Max	61,850	104,000	103,594	67,304	17,392	0,000
	Min	-13,841	-27,388	-41,676	-55,568	-78,865	-104,935
MBc [T]	Max	36,921	39,747	48,880	38,262	13,333	0,000
	Min	-7,137	-14,335	-21,577	-28,818	-40,590	-42,375
Mtr [T]	1er cas	Max	2,266	3,810	3,795	2,466	0,637
	cas	Min	-0,507	-1,003	-1,527	-2,036	-2,889
	2e cas	Max	1,544	2,595	2,585	1,680	0,434
		Min	-0,345	-0,683	-1,040	-1,387	-1,968
Mse [T]		Max	64,116	107,810	107,389	69,770	18,029
		Min	-14,348	-28,392	-43,203	-57,604	-81,754
							-110,607

Tableau 21 : Moments dus aux surcharges des poutres intérieures

Section		1	2	3	4	5	A1
Abscisse (x)		3,666	7,333	11,000	14,666	18,333	22,000
MA(I) [T]	Max	61,850	104,000	103,594	67,304	17,392	0,000
	Min	-13,841	-27,388	-41,676	-55,568	-78,865	-104,935
MBc [T]	Max	28,18	30,33	37,30	29,20	10,18	0
	Min	-5,45	-10,94	-16,47	-21,99	-30,98	-32,34
Mtr [T]	1er cas	Max	1,269	2,133	2,125	1,381	0,357
	cas	Min	-0,284	-0,562	-0,855	-1,140	-1,618
	2e cas	Max	1,544	2,595	2,585	1,680	0,434
		Min	-0,345	-0,683	-1,040	-1,387	-1,968
Mse [T]		Max	63,393	106,595	106,179	68,984	17,826
		Min	-14,187	-28,072	-42,717	-56,955	-80,833
							-108,799

III.4.2 Efforts tranchants dus aux surcharges

En appliquant la même méthode que celle dans le calcul des moments on a

Tableau 22 : Efforts tranchants dus aux surcharges des poutres extérieures

Section Abscisse (x)		Ao	A1
		0	22
VA(I) [T]	Max	22,337	19,326
	Min	-3,787	0,000
VBc [T]	Max	14,421	17,830
	Min	-1,990	0,000
Vtr [T]	1er cas	Max	0,818
		Min	-0,139
	2e cas	Max	0,557
		Min	-0,095
Vse [T]		Max	23,155
		Min	-3,925
			0,000

Tableau 23 : Efforts tranchants dus aux surcharges des poutres intérieures

Section Abscisse (x)		Ao	A1
		0	22
VA(I) [T]	Max	22,337	19,326
	Min	-3,787	0,000
VBc [T]	Max	11,006	13,607
	Min	-1,519	0,000
Vtr [T]	1er cas	Max	0,458
		Min	-0,078
	2e cas	Max	0,557
		Min	-0,095
Vse [T]		Max	22,895
		Min	-3,881
			0,000



III.5. Combinaison d'action

ELS : G+1,2 Q

ELU : 1,35 G+1,605 Q

Ainsi donc, on a les résultats :

III.5.1 Les moments fléchissants

Tableau 24 : Moments fléchissants

Poutres extérieures

Section		1	2	3	4	5	A1
Abscisse (x)		3,666	7,333	11,000	14,666	18,333	22,000
ELS	Max	135,575	214,695	195,344	97,408	-53,448	-191,016
	Min	41,419	51,253	14,633	-55,440	-173,188	-323,744
ELU	Max	182,065	288,221	262,104	130,454	-72,425	-257,871
	Min	56,130	69,617	20,403	-73,980	-232,577	-435,395

Poutres intérieures

Section		1	2	3	4	5	A1
Abscisse (x)		3,666	7,333	11,000	14,666	18,333	22,000
ELS	Max	134,709	213,237	193,892	96,465	-53,692	-191,016
	Min	41,613	51,637	15,218	-54,662	-172,083	-321,574
ELU	Max	180,906	286,271	260,162	129,193	-72,751	-257,871
	Min	56,390	70,131	21,184	-72,939	-231,099	-432,493



III.5.2 Efforts tranchants

Tableau 25 : Efforts tranchants

Poutres extérieures

Section Abscisse (x)		Ao	A1
	0	22	
ELS	Max	55,346	59,624
	Min	22,849	35,180
ELU	Max	74,370	80,187
	Min	30,905	47,493

Poutres intérieures

Section Abscisse (x)		Ao	A1
	0	22	
ELS	Max	55,033	59,225
	Min	22,902	35,180
ELU	Max	73,951	79,653
	Min	30,976	47,493

III.6. Calcul des armatures

III.6.1 Armatures longitudinales

La section de calcul est représentée par le schéma :

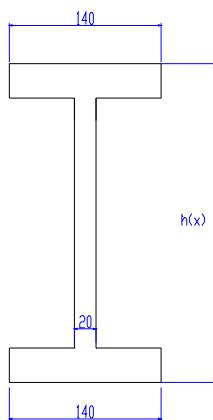


Figure 16 : Section de calcul

La hauteur de la poutre varie paraboliquement suivant la coupe longitudinale du pont, on a :

$$h(x) = h_o + (h_1 - h_o) \left(\frac{2x}{l} \right)^2$$

$$h(x) = 1,85 - 0,0062 x^2$$

On calcule les armatures pour les sections suivantes :

-A l'Appui A_1

-En travée, dans la section qui correspond au moment maximal

Comme la fissuration est très préjudiciable, alors la sollicitation à l'état limite de service

est la plus défavorable. On calcul donc les armatures à l'ELS

a. Appui A_1



On considère les moments maximaux en valeur absolue

La table se trouve dans la zone du béton tendu, la section de calcul est donc :

$$h_o = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 166,5 \text{ cm}$$

$$b = 140 \text{ cm}$$

$$b_o = 20 \text{ cm}$$

$$M_s = -3237440 \text{ Nm}$$

Le moment de référence s'écrit :

$$M_{Ts} = \frac{\bar{\sigma}_s \left(d - \frac{h_o}{3} \right)}{30(d - h_o)} b h_o$$

$$M_{Ts} = 327885,6276 \text{ Nm}$$

$$M_s > M_{Ts}$$

L'axe neutre tombe dans la nervure, on détermine les armatures dans une section en Té

On a alors

$$A_s = \frac{M_s}{0.93d\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = A = 129,861 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 17\phi 32 = 136,68 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal d'armatures

Caractéristiques géométriques de la section

$$V = \frac{b_o h^2 + (b - b_o)h_o^2}{2[b_o h + (b - b_o)h_o]} \text{ et } V' = h - V$$

$$V = 124,560 \text{ cm}$$

$$V' = 60,440 \text{ cm}$$

$$I = 20540823,087 \text{ cm}^4,$$

la sollicitation est de :

$$M_v = f_{t28} \frac{I}{V}$$

$$M_v = 345199,008 \text{ Nm}$$

$$A_{min} = \frac{M_{fv}}{(d - \frac{h_0}{3})f_e}$$

$$A_{min} = 5,399 \text{ cm}^2 < A$$

- Vérification des contraintes

Centre de gravité : on peut résoudre l'équation

$$by^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30A_s]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30dA_s] = 0$$

$$y = 56,707 \text{ cm} > h_0 \text{ l'axe neutre tombe bien dans la nervure}$$

Inertie

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0(y - \frac{h_0}{2})^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = 38539591,05 \text{ cm}^4$$

Contraintes

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,084021$$

$$\sigma_{bu} = Ky = 4,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bu}, \text{ la section sera simplement armée}$$

$$\sigma_s = 15K(d-y) = 138,344 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

- Armatures de peau

Comme la hauteur de la poutre est assez grande ($h > 80 \text{ cm}$) et la fissuration est très préjudiciable, la section d'armatures de peau doit être au moins égale à $5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement. Soit $A_p = 7\Phi 12$ par mètre linéaire de parement.

b. En travée

Le moment maximal est $M_s = 2146950 \text{ Nm}$, pour $x = 7,666 \text{ m}$

En appliquant la même démarche précédente, on a :

Tableau 26 : Récapitulation

section	travée	Appui A1
Abscisse(m)	7,666	22
M [Nm]	2146950	3237440
A [cm ²]	14Φ32=112,56	17Φ32=136,68
A _p [cm ²]/ml	3Φ12	6Φ12
A _{min} [cm ²]	4,438	5,399
σ _b [MPa]	4,74	4,76
σ _s [MPa]	135,95	138,344



III.6.2 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Effort tranchant maximal $V_u = 801870 \text{ N}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 2,40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

la condition est vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires



III.6.3 Armatures d'âmes

a. Diamètre minimal

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$$

Soit $\Phi_t=10$ mm

b. Espacement maximal

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

Soit $S_t \leq 40$ cm

$$A_t \geq \frac{0.4b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq 1,2 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 2\Phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

c. Espacement de deux cours successifs

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

Soit $S_t \leq 40$ cm

On a des armatures d'âmes droites, alors :

$$\frac{At}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_t k)}{0.9 f_e}$$

comme la fissuration est très préjudiciable, $k=0$

$$S_t \leq \frac{A_t 0.9 f_e}{b_0 \gamma_s \tau_u}$$

$$S_t \leq 9,445 \text{ cm}$$

$$S_t = 9 \text{ cm.}$$

III.6.4 Arrêt des barres longitudinales

La répartition des barres se fera en une seule nappe. On utilisera les courbes enveloppes des moments pour déterminer les points d'arrêt. Annexe D



Le moment maximal M_i que peut exercer un groupe de barres tendues i de section

$$A_i = \sum_1^k A_k \text{ est de } M_i = A_i f_{ed} Z_b$$

Appui A₁

$$M_2 = (A_1 + A_2) f_{ed} Z_b$$

$$M_2 = (24,12 + 112,56) \cdot 10^{-4} \times 34800 \times 0,93 \times 1,665 = 736,514 \text{ Tm}$$

En travée

$$M_1 = A_1 f_{ed} Z_b$$

$$M_1 = 112,56 \cdot 10^{-4} \times 34800 \times 0,93 \times 1,665 = 486,84 \text{ Tm}$$

III.7. Vérification de la déformation de la poutre

Il faut vérifier la flèche à mi-travée : Δf_t

$$\Delta f_t \leq f_{lim} = \frac{L}{400} = 5,5 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{qi}$$

f_{gv} :flèche différée due aux charges permanentes

f_{gi} :flèche instantanée due aux surcharges

En appliquant le calcul global de l'inertie fissurée, on a :

$$f_{qi} = \frac{M_{ser,max} L^2}{10 E_i I_{fi}} \text{ et } f_{gv} = \frac{M_{ser,max} L^2}{10 E_v I_{fv}} [5]$$

$M_{ser,max}$:moment de service maximal dans la travée=2146950 Nm

L : longueur de travée

$E_i E_v$:module d'élasticité instantané ;différé

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 32164 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 10818 \text{ Mpa}$$

I_{fi} , I_{fv} :moment d'inertie fissurée, différé

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_i \mu} \text{ et } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + 0,4 \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_o}{b})} ; \rho = \frac{A_s}{b_0 d} ; \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \text{ si } \mu > 0, \text{ sinon } \mu = 0$$

Ainsi on a :

$$\rho = 0,051 ; \lambda_i = 0,864 ; \mu = 0,88$$

I_o =moment d'inertie de la section rendue homogène avec n=15

$$I_o = 0,2419865134 \text{ m}^4$$

$$I_{fi} = 0,15121400 \text{ m}^4$$

$$I_{fv} = 0,20410969 \text{ m}^4$$

$$f_{qi} = 0,02136 \text{ m}$$

$$f_{gv} = 0,01583 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0,0374 \text{ m} = 3,74 \text{ cm} < 5,5 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée

III.8. Les sollicitations de torsion

III.8.1 Moment de torsion

Etant donné que la charge permanente et la surcharge d'exploitation A(l) sont transversalement uniformes, alors elles n'exercent pas un effet de torsion sur la poutre.

On obtient le moment de torsion M_t en surchargeant successivement la ligne d'influence de moment de torsion par les surcharges d'exploitation (B_c et trottoir) dans le cas le plus défavorable.

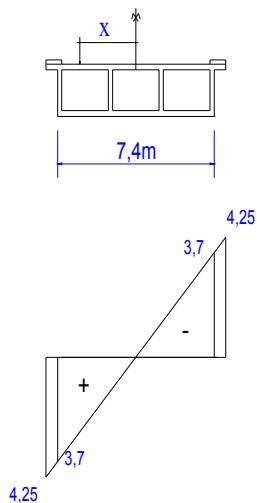


Figure 17: L.I des moments de torsion

$$M_t = M_{t Bc} + M_{tr}$$

a. Surcharge d'exploitation B_c

$$M_{t Bc} = \delta \times \beta_o \times \sum P_i Y_i$$

$$M_{t Bc} = 1,15 \times 0,9 \times 6 \times (3,25 + 1,25 + 0,75) \text{ Tm}$$

$$M_{t Bc} = 32,60 \text{ Tm}$$

b. Surcharge du trottoir

$$M_{t tr} = 0,15 \omega_t l_t$$



ω_t =aire de la ligne d'influence correspondante

$$M_{t,tr} = 0,15 \times 2,186 \times 0,75 \text{ Tm}$$

$$M_{t,tr} = 0,246 \text{ Tm}$$

On a alors

$$M_t = 32,846 \text{ Tm}$$

c. Combinaison d'action

ELS : $M_{ts} = 1,2 \times 32,846 \text{ Tm}$

$$M_{ts} = 39,415 \text{ Tm}$$

ELU : $M_{tu} = 1,6 \times 32,846 \text{ Tm}$

$$M_{tu} = 52,553 \text{ Tm}$$

III.8.2 Vérification de la contrainte tangente de torsion

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{M_{tu}}{2\Omega b_o}$$

avec : Ω :aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois

b_o :épaisseur de la paroi au point considéré

$$\Omega = 6,48 \text{ m}^2$$

$$b_o = 0,2 \text{ m}$$

$$\tau_u = 0,203 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

La contrainte tangente de torsion est vérifiée.



A titre de vérification on assimilera la poutre en caisson en une seule de forme I

III.9. Poutre en I

III.9.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont :

$$\Sigma g = g_1 + g_2 + g_3 + g_p$$

Revêtement + Hourdis inférieur et supérieur $g_1 : = 7,616 \text{ T/ml}$

Trottoirs $g_2 : = 0,563 \text{ T/ml}$

Parapets $g_3 : = 0,1 \text{ T/ml}$

Poids propre des poutres $g_p :$

$$g_p(x) = 2,5 * [0,8 h(x) - 0,4]$$

$$h(x) = h_o + (h_i - h_o) \left(\frac{2x}{l} \right)^2 \quad 0 \leq x \leq l/2, \text{ et symétrique jusqu'à } l$$

$$g_p(x) = 2,9 - 0,0124 x^2$$

Alors

$$\Sigma g(x) = 11,179 - 0,0124 x^2 [\text{T/ml}]$$

III.9.2 Moments fléchissants dus aux charges permanentes

Les moments dans une section quelconque sont donnés par l'expression :

$$M_{cp} = g \omega$$

g : charge permanente obtenue après répartition transversale

ω : aire de la ligne d'influence correspondante.

Tableau 27 : Moments fléchissants dus aux charges permanentes de la poutre en I

section	1	2	3	4	5	A1
x(m)	3,666	7,333	11,000	14,667	18,333	22,000
g(T/ml)	11,012	10,512	9,679	10,512	11,012	11,179
$\omega(m^2)$	21,299	33,989	27,470	5,207	-27,273	-68,686
Mcp	234,554	357,298	265,871	54,737	-300,340	-767,841



III.9.3 Efforts tranchants dus aux charges permanentes

En appliquant la même méthode que celle dans le calcul des moments on a :

Tableau 28 : Efforts tranchant dus aux charges permanentes de la poutre en I

section	Ao	A1
x(l)	0	22
V[T]	110,784	141,414

III.9.4 Coefficient de majoration

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

$$P = 2 \int_0^{11} (11,179 - 0,0124 x^2) dx$$

$$P=234,92T$$

$$S=120 T$$

D'où

$$\underline{\delta = 1,157}$$

III.9.5 Les moments dus aux surcharges

Les moments fléchissants dans chaque section à prendre en compte sont :

$$M_{se} = \text{Max} \{ M_{A(l)} ; M_{Bc} \} + \text{Max} \{ M_{tr1} ; M_{tr2} \}$$

a. Surcharge A(l)

L'intensité de la surcharge A(l) est :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{1 + 12} [\text{kg/m}^2]$$



- Moments dus à A(l)

$$\max M_{A(l)} = A(l) \omega_p l_c$$

$$\min M_{A(l)} = A(l) \omega_n l_c$$

$\omega_p ; \omega_n$: aires positive et négative de la ligne d'influence correspondante

l_c : largeur chargeable

b. Surcharge Bc

- Moments dus aux surcharges Bc30

$$\max M_{Bc,i} = \beta_0 \times \delta \times \sum P_j y_{pj}$$

$$\min M_{Bc,i} = \beta_0 \times \delta \times \sum P_j y_{nj}$$

c. Surcharges des trottoirs

Surcharge uniforme : 0,15 T/m²

- Moments dus aux surcharges de trottoirs.

1^{er} cas : Un seul trottoir chargé

$$\max M_{A(l)} = 0.15 \omega_p l_t$$

$$\min M_{A(l)} = 0.15 \omega_n l_t$$

l_t : largeur du trottoir

2^{er} cas : Deux trottoirs chargés

$$\max M_{A(l)} = 0.30 \omega_p l_t$$

$$\min M_{A(l)} = 0.30 \omega_n l_t$$

Tableau 29 : Moments dus aux surcharges de la poutre

Section		1	2	3	4	5	A1	
Abscisse (x)		3,666	7,333	11,000	14,666	18,333	22,000	
MA(l) [T]	Max	247,399	415,998	414,375	269,218	69,567	0,000	
	Min	-55,365	-109,553	-166,706	-222,271	-315,461	-419,740	
MBc [T]	Max	97,160	104,599	128,632	100,690	35,088	0,000	
	Min	-18,781	-37,724	-56,782	-75,836	-106,817	-111,513	
Mtr [T]	1er cas	Max	3,087	5,191	5,171	3,359	0,868	
		Min	-0,691	-1,367	-2,080	-2,773	-3,936	
	2e cas	Max	6,174	10,382	10,341	6,719	1,736	
		Min	-1,382	-2,734	-4,160	-5,547	-7,873	
Mse [T]		Max	250,486	421,189	419,546	272,577	70,436	
		Min	-56,056	-110,920	-168,786	-225,045	-319,397	
							-435,194	

III.9.6 [Efforts tranchants dus aux surcharges](#)

En appliquant la même méthode que celle dans le calcul des moments on a

Tableau 30 : Efforts tranchants dus aux surcharges de la poutre

Section		Ao	A1	
Abscisse (x)		0	22	
VA(l) [T]	Max	89,349	77,304	
	Min	-15,147	0,000	
VBc [T]	Max	37,951	46,920	
	Min	-5,238	0,000	
Vtr [T]	1er cas	Max	1,115	
		Min	-0,189	
	2e cas	Max	2,230	
		Min	-0,378	
Vse [T]		Max	91,578	
		Min	-15,525	
			0,000	

III.9.7 [Combinaison d'action](#)



ELS : G+1.2 Q

ELU : 1.35 G+1.605 Q

Ainsi donc, on a les résultats :

a. Les moments fléchissants

Tableau 31 : Moments fléchissants

Section		1	2	3	4	5	A1
Abscisse (x)		3,666	7,333	11,000	14,666	18,333	22,000
ELS	Max	535,137	862,724	769,326	381,829	-215,817	-767,841
	Min	167,287	224,193	63,328	-215,317	-683,616	-1290,074
ELU	Max	718,678	1158,360	1032,297	511,381	-292,410	-1036,585
	Min	226,678	304,325	88,025	-287,302	-918,091	-1735,072

b. Efforts tranchants

Tableau 32 : Efforts tranchant

Section		Ao	A1
Abscisse (x)		0	22
ELS	Max	220,678	237,594
	Min	92,154	141,414
ELU	Max	296,541	319,550
	Min	124,641	190,909

III.9.8 Calcul des armatures

a. Armatures longitudinales

La section de calcul est représentée par le schéma :

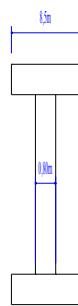


Figure 18:Section de calcul de la poutre en I

La hauteur de la poutre varie paraboliquement suivant la coupe longitudinale du pont, on a :

$$h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{2x}{l} \right)^2$$

$$h(x) = 1,85 - 0,0062 x^2$$

On calcul les armatures pour les sections suivantes :

-Appui A₁

-en travée, dans la section correspondant au moment maximal

Comme la fissuration est très préjudiciable, alors la sollicitation à l'état limite de service

est la plus défavorable. On calcul donc les armatures à l'ELS

Appui A₁

On considère les moments maximaux en valeur absolue

La table se trouve dans la zone du béton tendu, la section de calcul est donc :

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 1665 \text{ cm}$$



b=740 cm

bo=80 cm

Ms=12900740 Nm

Le moment de référence s'écrit :

$$M_{Ts} = \frac{\bar{\sigma}_s \left(d - \frac{h_0}{3} \right)}{30(d - h_0)} b h_0$$

M_{Ts}=1733109,746 Nm

Ms > M_{Ts}

L'axe neutre tombe dans la nervure, on détermine les armatures dans une section en Té

On a alors

$$A_s = \frac{M_s}{0.93d\bar{\sigma}_s}$$

A_s=A=517,478 cm²

Soit 65Ø 32 =522,6 cm²

- Pourcentage minimal d'armatures

V= 131,393 cm

V'= 53,607 cm

I=90139011,905cm⁴, la sollicitation est de :

$$M_{fv} = f_{t28} \frac{I}{V}$$

M_{fv}=1440656,129 Nm

$$A_{min} = \frac{M_{fv}}{(d - \frac{h_0}{3})f_e}$$

A_{min}= 22,534 cm² < A

- Vérification des contraintes

-Centre de gravité : on peut résoudre l'équation

$$by^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30A_s]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30dA_s] = 0$$

y=49,737 cm > h₀ l'axe neutre tombe bien dans la nervure

-Inertie :

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0(y - \frac{h_0}{2})^2 + 15A_s(d - y)^2$$



$$I=158506547,4 \text{ cm}^4$$

-Contraintes

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,0813$$

$$\sigma_{bu}=Ky=4,048 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bu}$$

$$\sigma_s=15K(d-y)=142,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Armatures de peau :

Comme la hauteur de la poutre est assez grande ($h>80$ cm), la section d'armatures de peau doit être au moins égale à $5\text{cm}^2/\text{m}$ de parement. Soit $A_p=5\Phi 12$ par mètre linéaire de parement.

b. En travée

Le moment maximal est $M_{max}=8627240 \text{ N}$ pour $x=7,666\text{m}$

Tableau 33 : Calcul des armatures de la poutre en I

section	travée	Appui A1
Abscisse(m)	7,666	22
M [Nm]	8627240	12900740
A [cm ²]	54Φ32=434,16	65Φ32=522,6
A _p [cm ²]/ml	3Φ12	6Φ12
A _{min} [cm ²]	14,09	22,53
σ _b [MPa]	4,06	3,85
σ _s [MPa]	140,37	143,67

Les armatures principales seront réparties dans les hourdis tendus. En comparant avec les armatures trouvées dans la méthode de calcul par éléments, on constate que la quantité d'armatures sont proportionnellement identiques. Pour la suite, on utilisera les calculs par élément.

IV. Entretoise :

Pré dimensionnement

$$e = 40\text{cm}$$

$$h_e = 165\text{m}$$

$$l_1 = 22\text{m} \text{ entraxe des entretoises}$$

Le coefficient de majoration est le même que celui des poutres principales, ainsi

$$\delta = 1,157$$

IV.1. Calcul des sollicitations :

Les efforts à considérer sont :

-effort dû aux surcharges locales :

-effort dû aux charges permanentes

IV.1.1 Effort dû aux surcharges locales B_{c30} :

La ligne d'influence de la compression sur l'entretoise est représentée par la figure ci-après :

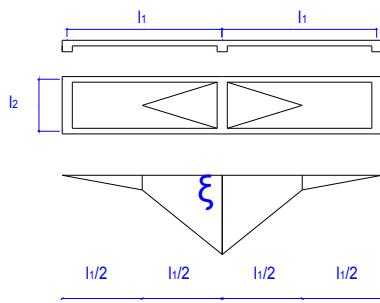


Figure 19 : Ligne d'influence de la compression sur l'entretoise

$$l_1 : \text{entraxe des entretoises} = 22\text{m}$$

$$l_2 : \text{entraxe des poutres principales} = 2,4\text{m}$$

$$e : \text{épaisseur de l'entretoise} = 0,40\text{m}$$

$$\xi = 0,5 \times \frac{l_2^3}{l_1^3 + l_2^3}$$

$$\xi = 6,48 \cdot 10^{-4}$$

P'_0 : compression sur l'entretoise provenant d'une rangée de roues

$$P'_0 = 0,5 \sum P_i y_i ;$$

P_i : surcharge provenant d'un essieu du système Bc30 (6T ou 12T) ;

y_i : ordonnée de la ligne d'influence de la compression .

$$P'_0 = 25,65T$$

a. Moment fléchissant dû aux surcharges locales : M

- Au milieu de l'entretoise

On applique la formule :

$$M_{od} = \delta \times \sum P'_0 y'_i$$

$y'_i = \frac{l_2}{4} = 0,6$: ordonnée de la LI de M_{od} situé sous chaque rangée de roues (disposition la plus défavorable).

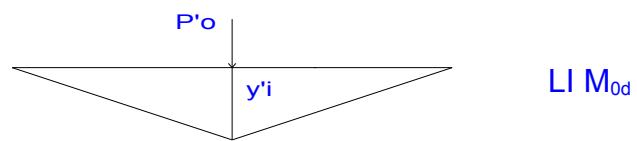


Figure 20 : LI du moment fléchissant au milieu de l'entretoise

$$M_{od} = 1,15 \times 25,65 \times 0,6 = 17,69 \text{ Tm}$$

Aux appuis

$$M_{app} = -0,5 M_{od}$$

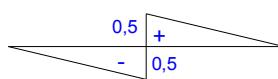
$$M_{app} = -8,849 \text{ Tm}$$

b. Efforts tranchants dus aux surcharges locales :

On suppose que les entretoises sont isostatiques.



LI V_{apd}



LI V_{od}

Figure 21 : LI des efforts tranchants aux appuis et au centre de la travée

$$V_{od} = \delta \times \sum P'_0 y''_i$$

$$V_{apd} = \delta \times \sum P'_0 y'''_i$$

y''_i et y'''_i : respectivement les ordonnées des deux LI V_{od} et V_{apd} situé sous chaque rangée de roues (disposition la plus défavorable).

On a :

$$V_{od} = 11,36T$$

$$V_{apd} = 34,62T$$

IV.2.1 Efforts dus aux charges permanentes :

a. Charges permanentes

$$g=0,667(g'+g'')$$

g' : poids de la dalle et du revêtement ;

g'' : poids de l'entretoise.

- Revêtement et dalle

$$g'=(e+\frac{l_1}{2})(g_0 + g_1)$$

$g_0=0,2 \times 2,5=0,5 \text{ T/m}^2$: poids de dalle ;

$g_1 = 0,069 \text{ T/m}^2$: poids du revêtement du tablier



$$g'=6,37 \text{ T/m}$$

- Entretoise

$$g''=e \cdot h_e \times 2,5$$

$h_e=1,65 \text{ m}$: hauteur de l'entretoise

$$g''=1,65 \text{ T/m}$$

Ainsi donc :

$$g=8,02 \text{ T/m}$$

b. Moment fléchissant

- Au centre de la travée

$$M_0 = \frac{gl_2^2}{24}$$

$$M_0=1,336 \text{ Tm}$$

- Aux appuis

$$M_{app}=-\frac{gl_2^2}{12}$$

$$M_{app}=-2,67 \text{ Tm}$$

c. Efforts tranchants

- Au centre de la travée

$$V_0 = \frac{gl_2}{12}$$

$$V_0=1,33 \text{ T}$$

- Aux appuis

$$V_{app}=\frac{gl_2}{6}$$

$$V_{app}=2,67 \text{ T}$$



IV.1.3 Combinaison d'actions

a. Moments fléchissants

On a le moment maximal au milieu de l'entretoise

$$\text{ELS : } \text{Ms}_{\max} = M_0 + 0,7M_{\text{od}}$$

$$\therefore \text{Ms}_{\max} = 14,543 \text{Tm}$$

$$\text{Ms}_{\min} = M_0 - 0,3M_{\text{od}}$$

$$\therefore \text{Ms}_{\min} = -4,227 \text{Tm}$$

$$\text{ELU : } \text{Mu}_{\max} = 1,35M_0 + 1,5(0,7 M_{\text{od}})$$

$$\text{Mu}_{\max} = 13,841 \text{Tm}$$

$$\text{Mu}_{\min} = 1,35M_0 + 1,5(-0,3M_{\text{od}})$$

$$\therefore \text{Mu}_{\min} = -6,88 \text{Tm}$$

b. Efforts tranchants

On a l'effort tranchant maximal aux appuis

$$\text{ELS : } \text{Vs}_{\max} = V_{\text{app}} + 0,95V_{\text{app}}$$

$$\text{Vs}_{\max} = 36,482 \text{T}$$

$$\text{ELU : } \text{Vu}_{\max} = 1,35V_{\text{app}} + 1,5(0,95 V_{\text{app}})$$

$$\text{Vu}_{\max} = 48,599 \text{T}$$

IV.2. Calcul des armatures :

On a les mêmes hypothèses que ceux des poutres

IV.2.1 Armatures longitudinales :

On a le schéma de calcul

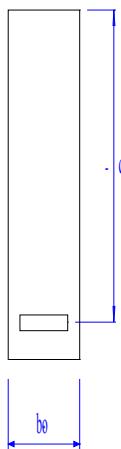


Figure 22: Section de calcul de l'entretoise

$$d=148,8\text{cm} ; b=40\text{cm}$$

$$M_s = 134630 \text{ Nm}$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,58$$

$$\bar{y}_1 = \bar{\alpha}_1 \times d = 86,66\text{cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times y_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$M_{rb} = 3109707,44 \text{ Nm}$$

$M_s < M_{rb}$; la section sera simplement armée

$$A_s = \frac{M_s}{Z_b \bar{\sigma}_s}$$



$$\bar{Z}_b = d \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right) = 119,79 \text{ cm}$$

D'où $A_s = 18,88 \text{ cm}^2$

On prend $A = 4\Phi 25 = 19,63 \text{ cm}^2$

a. Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 4,83 \text{ cm}^2 < A$$

b. Vérification de la contrainte tangente :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,82 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

c. Armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi 8 = 2,012 \text{ cm}^2$

d. Espacement maximal :

$$s_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$s_t \leq 40 \text{ cm},$$

e. Espacement des armatures d'âme :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec



$$\alpha = 90^\circ$$

$$f_{tj} = \min\{f_{tj}; 3,3 \text{ MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$$

$k = 0$ (fissuration très préjudiciable)

$$s_t \leq \frac{0,9 \times 3,14 \times 400}{40 \times 1,15 \times 0,82} = 29,97 \text{ cm}$$

On prend $s_t = 20 \text{ cm}$

f. Condition de non fragilité :

On vérifie :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} f_{et} \geq 0,4$$

$$s_t \leq \frac{A_t f_e}{b_0 0,4}$$

$$s_t \leq 78 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.



Chapitre 3 : Etude de l'infrastructure

I. Etude géotechnique

I.1. Travaux de reconnaissance

Une étude géotechnique de fondation a été effectuée par le Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment (LNTPB). La reconnaissance du terrain a été faite à partir des essais d'investigation ci-après :

- Sondage au pénétromètre dynamique ;
- Forage à la tarière mécanique et essais pressiométriques;
- Sondages carottés dans les rochers

Le tableau suivant récapitule le nombre et la profondeur des sondages effectués.

Tableau 34 : Travaux de reconnaissance effectués sur le pont (voir Annexe E)

Localisation	Sondage au pénétromètre dynamique	sondage pressiométrique	sondage carotté
culée côté Ifanadiana	Pd1 : 8,25m Pd2 : 7,05m	Pr1/Pd2 : 7,00m	C3 : 0,46m
En travée	-	-	C1 : 1,43m C2 : 1,30m
culée côté Irondro	Pd3 : 7,45m Pd4 : 7,45m	Pr2/Pd3 : 7,00m	C4 : 0,78m

I.2. Résultats de la reconnaissance

I.2.1 Pénétrogramme

a. Culée côté Ifanadiana

Deux sondages notés Pd1 et Pd2 ont été effectués sur cette culée. Leur appréciation suivant la profondeur est comme suit :

- De 0,00 à 6,00m de profondeur : $q_d < 4 \text{ MPa}$ caractérisant une couche de faible résistance.
- En dessous de 6,00m de profondeur, q_d augmente rapidement et les refus pénétrométriques sont atteints à 8,25m sous Pd1 et à 7,05m sous Pd2.

b. Culée côté Irondro

Deux sondages, notés Pd3 et Pd4 ont été également faits pour cette culée.

Des refus pénétrométriques sont atteints à 7,45m sur les deux points après la traversée des couches de faible résistance caractérisées par $q_d < 4$.

I.2.2 Sondages carottés

Le toit du rocher a été rencontré à 10,00m de profondeur sous le sondage Pd1/C3 pour la culée du coté Ifanadiana, Tandis que pour la culée du coté Irondro, la roche a été rencontrée à partir de 7,77m sous le sondage Pd4/C4.

En travée, Deux sondages carottés notés C1 et C2 ont été faits dans le rocher affleurant le lit.

Les caractéristiques physiques et mécaniques des carottes prélevées sur ces points sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 35 : Résultats des sondages carottés

Réf	Profondeur (m)	Longueur (m)	Nature	γ (T/m ³)	RC (MPa)
C1	0 -1,43	1,40	Migmatite	2,93	78
C2	0 -1,30	1,30	Migmatite	2,60	72,4
C3	10,00 -10,46	0,46	granite micacé	2,61	83,6
C4	7,77 - 8,55	0,78	granite	2,60	50,1

Où γ : Poids volumique apparent

RC : Résistance à la compression.





Vu l'existence des fissures et des fractures ainsi que des lits de micas inclinés de 45° sur les échantillons prélevés, il est judicieux de limiter le taux de travail de la roche, d'où le tableau suivant

Tableau 36 : Récapitulation des taux de travail admissibles des rochers

Localisation	R _c (MPa)	q̄ (bar)
Culée côté Ifanadiana	83,6	95,91
En travée	78	89,49
Culée côté Irondro	50,1	57,48



II. Prédimensionnement

II.1. Pile intermédiaire

Etant donné que la cote sous poutre est de 8,50 m et que le sol de fondation est un sol rocheux, en prévoyant un ancrage de 0,8m, la hauteur totale de la pile (chevêtre, semelle et fût) est donc 9m. Elle sera une pile pleine de caractéristiques :

Chevêtre

Longitudinalement $L=8,50\text{m}$

Transversalement $l=1,70\text{m}$

Hauteur $(0,3l ; 0,4l) \leq h \leq 1,5\text{m}$, on prend $h=0,8\text{m}$

Fût

Epaisseur : $e \geq 1,10\text{m}$ (poutre hyperstatique) ; on prend $e=1,50\text{ m}$

Largeur du fût : $L=4\text{m}$

Hauteur $h=6,10\text{m}$

II.2. Culées

Pour la suite, on notera :

C_0 : culée du côté Ifanadiana ;

C_1 : culée du côté Irondro ;

Les culées auront les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale : $C_0 = 10\text{m}$

$C_1 = 7,80\text{m}$

Mur garde grève

Hauteur : $h_0=2\text{m}$

Epaisseur : $e=0,30\text{m}$

Longueur : $l=8,5\text{m}$.

Mur en aile

Hauteur : $h_1=2,8\text{m}$

Epaisseur : $e=0,3\text{m}$

Longueur théorique $l=2,5\text{m}$



Mur de front

Hauteur : $C_0:7,50\text{m}$

$C_1:5,30\text{m}$

Epaisseur $e=1,50\text{m}$

Longueur : $l=8,5\text{m}$



III. Dimensionnement des appareils d'appui

Hypothèses :

- dispositif réalisable en monobloc ;
- Les appareils d'appui sont des plaques de Néoprène fretté fixes .

Dimensions :

En plan : $a \times b = 300 \times 400 \text{ mm}^2$

a :la dimension parallèle à l'axe du pont ;

b :la dimension perpendiculaire à l'axe du pont ;

n :le nombre de feuillets élémentaires d'élastomères ;

t :l'épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère ;

t_s :l'épaisseur de la frette intermédiaire ;

T :la hauteur nominale totale de l'appareil d'appui

Les dimensions sont toutes pareilles sur tous les appuis.

Tableau 37 : Dimensions des appareils d'appui

Dimensions	Appuis
$a(\text{mm})$	300
$b(\text{mm})$	400
n	4
$t(\text{mm})$	10
$t_s (\text{mm})$	2
$T(\text{mm})$	60

III.1 Calcul des réactions de l'appareil d'appui

Pour le calcul de l'appareil d'appui, on doit considérer :

- Réaction des appareils d'appui due aux charges permanentes et aux surcharges

III.1.1 Réactions des appareils d'appui dues aux charges permanentes et aux surcharges

On considérera les réactions d'appui maximales, elles sont obtenues par la formule:

$$R_i = V_i^+ - V_i^-$$

Avec

V_i^+ : effort tranchant à droite de l'appui i

V_i^- : effort tranchant à gauche de l'appui i

Ainsi on a :

Tableau 38 : Réactions aux appuis

Poutres extérieures

R[T]		Ao	A ₁	A ₂
ELS	Max	58,070	100,251	25,572
	Min	25,572	100,251	58,070
ELU	Max	78,047	135,033	34,582
	Min	34,582	135,033	78,047

Poutres intérieures

R[T]		Ao	A ₁	A ₂
ELS	Max	57,756	99,851	25,626
	Min	25,626	99,851	57,756
ELU	Max	77,628	134,498	34,653
	Min	34,653	134,498	77,628

III.1.2 Distribution des efforts horizontaux aux appuis

a. Effort de freinage

Surcharge Bc30

On suppose que, parmi les rangées de camions, un seul freine et développe un effort égal à son poids , F=30T

Surcharge A(l)

$$F = \frac{A(l)}{20}$$

$$F = \frac{10.948 * 22}{20} = 12,043 \text{ T}$$



b. Coefficient de rigidité de chaque appui

- Coefficient de rigidité de la pile

$$K_i = \frac{T}{nG a b} + \frac{h_f^3}{3EI_f} + \frac{h_c^3}{3EI_c}$$

I_f : moment d'inertie du fût

$$I_f = 2,83726 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

I_c : moment d'inertie de la chevêtre

$$I_c = 0,2901 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

h_f : hauteur du fût

h_c : hauteur de la chevêtre

E : module d'élasticité transversale :

$$-E = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 32164 \text{ MPa} \text{ (application de courte durée)}$$

$$-E = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 10818 \text{ MPa} \text{ (application de longue durée)}$$

G : module d'élasticité transversale

$$-G = 1,6 \text{ MPa} \text{ (charge dynamique)}$$

$$-G = 0,8 \text{ MPa} \text{ (charge statique)}$$

Tableau 39 : Coefficient de rigidité de la pile

Durée	Instantané	Différé
K(mm/N)	0,00007823	0,0001565

- Coefficient de rigidité des culées

En faisant la même méthode que celle de la pile par calcul automatique sous EXCEL, on a :

Tableau 40 : Coefficient de rigidité des culées

K (mm/N)	instantané	différé
Co	0,00007824	0,00001566
C ₁	0,00007824	0,00001566

c. Distribution de l'effort

Le freinage entraîne un déplacement horizontal δl de l'appui tel :

$$\delta l = \delta l_p + \delta l_a$$

avec δl_p : déplacement de la pile ;

δl_a : déplacement de l'appareil d'appui.

$$\delta l_p = \frac{F l_p^3}{3EI}; \delta l_a = \frac{FT}{G_{ab}}$$

$$\text{avec } F_i = F \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Comme les valeurs de K sont très voisines, on prendra les mêmes valeurs pour chaque appui

$$F = \sup(F_{A(l)}, F_{Bc})$$

$$F = 30 \text{ T}$$

$$\frac{K_i}{\sum K_i} = 0,333$$

$$F_{Bc} = 10 \text{ T}$$

III.1.3 Effort dû au retrait, au fluage et à la variation de température

On considère une approximation des valeurs des raccourcissements. Approximativement, on a :

$$\lambda_t = 2 \times 10^{-4} : \text{dû à la température} ;$$

$$\lambda_f = 3 \times 10^{-4} : \text{dû au fluage} ;$$

$$\lambda_r = 2 \times 10^{-4} : \text{dû au retrait} ;$$

Le total du coefficient de raccorciissement dans le cas le plus défavorable est $\lambda = 7 \times 10^{-4}$

Les efforts sont déterminés par :

$$F_i = \frac{\lambda X_i}{K_i}$$

Avec

X_i : distance entre l'appui i considéré et le point du tablier où le raccorciissement est nul

Le point où le raccorciissement est nul se trouve sur l'appui A₁



Ainsi,

$$K_v = 0,0001566 \text{ mm/N}$$

Alors, on obtient

$$F_2 = 0$$

$$F_1 = F_3 = 10,27 \text{ T}$$

III.2. Vérification des appareils d'appui

III.2.1 Vérification de la rotation

On doit vérifier :

$$5 \leq \frac{a}{T} \leq 10$$

$$a = 300 \text{ mm} ; T = 60 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{T} = 5$$

La condition est vérifiée.

III.2.2 Vérification à la compression

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} < 15 \text{ MPa}$$

N_{\max} : Réaction maximal de l'appui

$$N_{\max} = 100,251 \text{ T}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{100,251 \times 10^4}{300 \times 400}$$

$$\sigma_{\max} = 8,35 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée

III.2.3 Vérification de non glissement

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} > 2 \text{ MPa}$$

N_{\min} : Réaction minimal de l'appui

$$N_{\min} = 25,572 \text{ T}$$



$$\sigma_{\min} = \frac{25,572 \times 10^4}{300 \times 400}$$

$$\sigma_{\min} = 2,13 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa}$$

De plus, on doit aussi vérifier

$$F_{Bc} < fN$$

$$F_{Bc} = 10T$$

$$\text{Où } f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{\max}} = 0,170$$

$$fN = 0,170 \times 100,251 = 17,076T > 10T$$

Les conditions de non glissement sont toutes vérifiées.

III.2.4 Vérification de la frette métallique

Il faut respecter les deux conditions suivantes

$$t_s \geq \frac{a\sigma_{\max}}{\beta \sigma_e} \quad \text{et } t_s > 2 \text{ mm}$$

avec

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = 1,43$$

$$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq 1,19 \text{ mm}$$

Ainsi, toutes les conditions sont vérifiées



IV. Dimensionnement des appuis

IV.1. Pile intermédiaire

La résistance, de la pile et ses composants, aux efforts extérieurs doit être vérifiée pour assurer une bonne transmission des charges et surcharges vers la fondation.

IV.1.1 Inventaire des efforts

a. Forces verticales

-Réaction du tablier dus aux charges permanentes et surcharges :=	400,204T
-Poids du chevêtre : $4,25 \times 1,80 \times 2,5 =$	15,3T
-Poids propre du fût : $4 \times 1,5 \times 7,55 \times 2,5 =$	114T
-Poids déjaugé : $2,5 \times 4 \times 1,5 \times 6,5 =$	97,5T

b. Forces horizontales

-Effet du vent :

Faute de données précises, on considère un vent extrême de 400 kg/m ²	
Vent sur le tablier : $0,4 \times 1,85 \times 22 =$	16,28T
Vent sur la chevêtre : $0,4 \times 0,8 \times 1,8 =$	0,576T

-Effet du courant

Soit Q la valeur de la résultante des actions hydrodynamiques sur la partie immergée :

$$Q=SKV^2$$

Avec :

S : surface du maître couple de la pile

$$S = 4 \times 6,5 = 26m^2$$

K : coefficient à prendre pour les piles avec avant –bec

$$K = 40$$

V=0,6m/s : vitesse du courant

On a :

$$Q=40 \times 26 \times 0,6^2 \times 10^{-3} = 0,374T$$

-Effet de freinage $F_{Bc}=10T$

IV.1.2 Vérification de la stabilité de la pile

La condition de non renversement suivante doit être vérifiée :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Avec, M_s : moment de stabilité ;

M_r : moment de renversement.

a. Dans le sens longitudinal du pont



Figure 23: Schéma de calcul de la pile dans le sens longitudinal

- Moment de stabilité par rapport à A : M_s

-Réaction du tablier dus aux charges permanentes et surcharges : $400,204 \times 0,75 = 300,153 \text{ Tm}$

-Poids du chevêtre : $15,3 \times 0,75 = 30,6 \text{ Tm}$

-Poids de la pile : $16,5 \times 0,75 = 12,375 \text{ Tm}$

$$M_s = 343,128 \text{ Tm}$$

- Moment de renversement

-Effet de freinage $F_{Bc} : 10 \times 10,35 = 103,5 \text{ Tm}$

$$M_r = 103,5 \text{ Tm}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{343,128}{103,35} = 3,32 > 1,5$$

La condition de non renversement est vérifiée

b. Dans le sens transversal

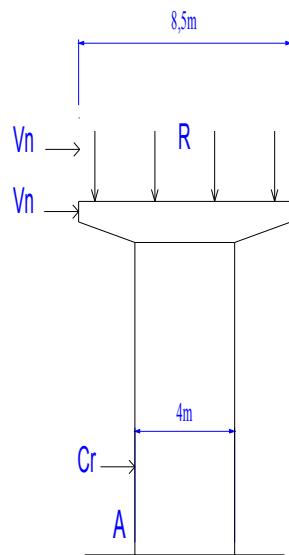


Figure 23: Schéma de calcul de la pile dans le sens transversal

- Moment de stabilité par rapport à A : M_s

-Réaction du tablier dus aux charges permanentes et surcharges :

$$400,204 \times 2 = \quad \quad \quad 800,408 \text{Tm}$$

$$-\text{Poids du chevêtre} : 15,3 \times 2 = \quad \quad \quad 61,2 \text{Tm}$$

$$-\text{Poids propre de la pile} : 16,5 \times 2 = \quad \quad \quad 33 \text{Tm}$$

$$M_s = 894,6 \text{ Tm}$$

- Moment de renversement

-Effet du vent

$$\text{Vent sur le tablier} : 16,28 \times 9,58 = \quad \quad \quad 155,96 \text{Tm}$$



Vent sur la chevêtre : = $0,576 \times 8 =$

4,608Tm

-Effet du courant : $0,374 \times \frac{2}{3} \times 6,5 =$

1,62Tm

Mr=162,19 Tm

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{894,6}{162,188} = 5,52 > 1,5$$

La condition de non renversement est vérifiée



IV.1.3 Dimensionnement du chevêtre

a. Calcul des sollicitations

On étudiera l'avant bec de la chevêtre en l'assimilant comme un console

- Charges permanentes :

$$\text{Poids propre du chevêtre : } g = \frac{15,3}{8,5} = 1,8 \text{ T/ml}$$

I :longueur du console

$$M_g = \frac{gl^2}{2} ; V_g = gl$$

$$\text{ELS : } M_g = \frac{1,8 \times 2,25^2}{2} = 4,556 \text{ Tm}$$

$$V_g = 1,8 \times 2,25 = 4,05 \text{ T}$$

$$\text{ELU : } M_g = 1,35 \frac{1,8 \times 2,25^2}{2} = 6,15 \text{ Tm}$$

$$V_g = 1,35 \times 1,8 \times 2,25 = 5,47 \text{ T}$$

- -Charges et surcharges du tablier :

On a les réactions maximales :

$$q_{els} = 100,251 \text{ T}$$

$$q_{elu} = 135,033 \text{ T}$$

$$M_q = ql$$

$$l = 2,25 - 0,65 = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{ELS : } M_q = 100,251 \times 1,6 = 160,4 \text{ Tm}$$

$$V_q = 100,251 \text{ T}$$

$$\text{ELU : } M_q = (135,033 \times 1,6) = 216,053 \text{ Tm}$$

$$V_q = 135,033 \text{ T}$$

- Combinaison d'actions

$$\text{ELS : } M_s = 164,956 \text{ Tm}$$

$$V_s = 104,301 \text{ T}$$

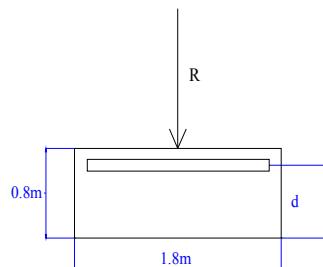
$$\text{ELU : } M_u = 222,203 \text{ Tm}$$



Vu=140,503T

IV.1.4 Calcul des armatures

a. Armatures longitudinales



$$M_s = 1649560 \text{ Nm}$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,58$$

$$\bar{y}_1 = \bar{\alpha}_1 \times d = 41,76 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$M_{rb} = 8548636,16 \text{ Nm}$$

$M_s < M_{rb}$; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_s = \frac{M_s}{Z_b \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{Z}_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 58,08 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } A_s = 118,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 15\Phi 32 = 120,6 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$A_{min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 15,65 \text{ cm}^2 < A$$

- Vérification de la contrainte tangente:

On doit vérifier la condition suivante :



$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,08 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

- Armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right\}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_t = 10 \varnothing 10 = 7,85 \text{ cm}^2$

- Espacement maximal :

$$s_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$s_t \leq 40 \text{ cm}$$

- Espacement des armatures d'âme :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3f_{tj}k)}{0,9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec

$$\alpha = 90^\circ$$

$$f_{tj} = \min\{f_{tj}, 3,3 \text{ MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$$

$k = 0$ (fissuration très préjudiciable)

$$s_t \leq \frac{0,9 \times 7,85 \times 400}{180 \times 1,15 \times (1,08 - 0,65)} = 31,9 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité :

On vérifie :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} f_{et} \geq 0,4$$

$$s_t \leq \frac{A_t f_e}{b_0 0,4}$$

$$s_t \leq 17,11 \text{ cm}$$



La condition est vérifiée.

On prend $s_t = 15\text{cm}$

IV.1.5 Dimensionnement du fût

Dans le sens longitudinal, le fût est sollicité par deux actions telles :

- La charge permanente et surcharge d'exploitation du tablier ;
- L'effort de freinage.

Ainsi on a :

$$\text{ELS : } M_s = 103,5 \times 1,2 = 124,2 \text{Tm}$$

$$N_s = 400,204 + 1,2(15,3 + 85,5) = 501,004 \text{T}$$

$$\text{ELU : } M_u = 103,5 \times 1,5 = 165,6 \text{Tm}$$

$$N_u = 539,062 + 1,35 \times (15,3 + 85,5) = 675,142 \text{T}$$

Excentricité :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,248 \text{m} < \frac{b}{6} = 0,25 \text{m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0,245 \text{m} < \frac{b}{6} = 0,25 \text{m}$$

Le point d'application de la résultante se trouve à l'intérieur du noyau central, alors le moment de flexion ne conduit qu'à une faible excentricité de l'effort normal. Le fût est donc soumis à une compression centrée.

a. Calcul des armatures

• Armatures longitudinales

$$A_{min} = \max\{0,2B/100 ; 4\text{cm}^2/\text{m du contour}\}$$

$$A_{min} = \max\{120 ; 44\} = 120 \text{cm}^2$$

On prend :

$$A = 25\Phi 25 = 122,75 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales

Les armatures transversales seront $\Phi_t > \frac{\phi_t}{3} = 8,333 \text{mm}$, on prend $\Phi_t = 10 \text{mm}$.

Espacement



$$S_t \leq \min[a + 10\text{cm}; 40\text{cm}; 15\phi_1]$$

$$S_t \leq 37,5\text{cm}$$

Soit $s_t=30\text{cm}$.



- Vérification à l'état limite de stabilité de forme

$$\text{Elancement } \lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 15,916$$

$\lambda < 70$, on a alors une compression centrée.

Comme plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90jours, l'élancement sera

$$\lambda = \frac{15,916}{1,10} = 14,46$$

On doit maintenant vérifier le non flambement de la pièce, alors il faut que :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\lambda < 50$, alors :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,822$$

B_r :section réduite obtenue par la déduction de 1cm de la périphérie du fût=5,89m²

α : coefficient de sécurité

$\lambda < 35$, toutes les barres seront prises en compte

$$Nu = 675,142 T \leq 913,49 T$$

La condition de non flambement est vérifiée

- Vérification

Pour que la pièce soit entièrement comprimée, il faut que :

$$-\sigma_b^1 \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_b^2 > 0$$

$$-\sigma_s^1 \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{avec : } \sigma_b^1 = \frac{Ns}{B_o} + \frac{Ms_G v}{I_0}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{Ns}{B_o} + \frac{Ms_G v'}{I_0}$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{Ns}{B_o} + \frac{Ms_G (v - c)}{I_0} \right]$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{Ns}{B_0} - \frac{Ms_G(v' - c')}{I_0} \right]$$

B_0 =section rendue homogène =62841 cm²

I_0 :moment d'inertie par rapport à l' axe horizontal passant par le centre de gravité

$$v = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15AC \right], \quad v' = h - v$$

$$v=1,94\text{cm}, \quad v'=2,06\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15[A(v - c)]$$

$$I_0 = 845769540\text{cm}^4$$

D'où

$$-\sigma_b^1 = 1,9\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_b^2 = 0,51\text{Mpa} > 0$$

$$-\sigma_s^1 = 16,4\text{Mpa} < \bar{\sigma}_s \text{ et } \sigma_s^2 = 7,65\text{Mpa} < \bar{\sigma}_s$$

La condition est vérifiée.

IV.1.6 Dimensionnement de la semelle

a. Calcul des dimensions de la semelle

D'après les résultats des essais au Laboratoire effectués par le LNTPB, l'assise de la fondation en travée est une roche fragilisée de mauvaise qualité. Alors, on va dimensionner la semelle à partir du taux de travail admissible trouvé pour éviter un éventuel poinçonnement de la fondation

$$\bar{q} = 8,494 \text{ bar}$$

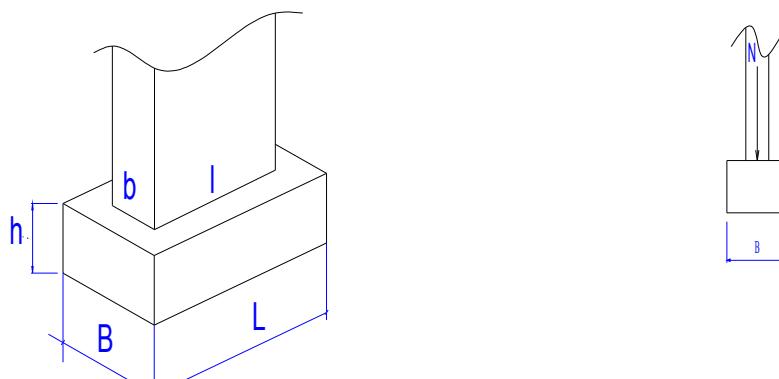


Figure 25: Descente des charges sur la semelle

N : charge permanente et surcharges descendantes



Soient :

N_s, M_s = efforts dus aux charge et surcharges par mètre du mur appliqués sur la semelle à l'ELS

N_u, M_u = efforts dus aux charge et surcharges par mètre du mur appliqués sur la semelle à l'ELU

$$N_s = 125,251 \text{ T/m}$$

$$M_s = 53,499 \text{ Tm/m}$$

$$N_u = 168,7891 \text{ T/m}$$

$$M_u = 66,87 \text{ Tm/m}$$

$$e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = 0,427 \text{ m}$$

$$e_{ou} = \frac{M_u}{N_u} = 0,396 \text{ m}$$

$$\frac{N_s}{\bar{q}} = 1,399 < \frac{N_u}{\bar{q}} = 1,886$$

On calcule B à l'ELU

On suppose que B est de l'ordre de 2,5m, alors $e_o < \frac{B}{6} = 0,416$

La condition de résistance nous ramène à vérifier :

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e_o}{B}\right) \frac{N_u}{\bar{q}}$$

$$B \geq 2,78 \text{ m} ;$$

on choisit $B=2,80 \text{ m}$ et on trouve l' hauteur utile $d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{2,8 - 1,5}{4} = 0,325 \text{ m}$

avec une hauteur totale $h_s = 1 \text{ m}$

Avec le poids propre de la semelle, la résultante des charges deviennent :

$$P_s = N_s + 1,2(7) = 133,651 \text{ T/m}$$

$$P_u = N_u + 1,35(7) = 178,24 \text{ T/m}$$

$$e_0 = 0,373 \text{ m}$$

La largeur de la semelle devient alors $B \geq 2,780 \text{ m}$

On garde $B=2,80 \text{ m}$ et on prend $L=8,5 \text{ m}$

On vérifie ces dimensions au poinçonnement du sol :



$$q_0 \leq \frac{\bar{q}}{1 + \frac{3e}{B}} \quad \text{avec } q_0 = \frac{P_u}{B}$$

$$\frac{P_u}{B} = 63,65 \text{ T/m}^2 \leq \frac{\bar{q}}{1 + \frac{3e}{B}} = \frac{84,49}{1 + \frac{3 \times 0,373}{2,8}} = 63,94 \text{ T/m}^2$$

La condition est satisfaite.

b. Calcul des armatures

L'excentricité $e_{0u}=0,373\text{m} > \frac{B}{24} = 0,116\text{m}$, alors l'armature principale est déterminée par :

$$A_s = \frac{M_1}{d\sigma_s}$$

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0,35b \right)^2 \left(1 + \frac{4.e_0}{B} + 1,4 \frac{e_0.b}{B^2} \right) \frac{P_u}{2B}$$

$$M_1 = 40,01 \text{ Tm}$$

$$d = 1,2 - 0,03 - \left(\frac{1\phi 20}{2} \right) = 0,96 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{33,93 \times 10^4}{96 \times 161} = 25,89 \text{ cm}^2$$

On prend 9Φ20=28,26cm²/m

$$\text{Espacement : } 100\text{cm} \times \frac{1\phi 20}{A_s} = 100\text{cm} \times \frac{3,14}{21,98} = 11\text{cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 19,78 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 10\phi 16 \text{ tous les } 26\text{cm}$$

IV.2. Culées

On adopte la même morphologie pour les deux culées, elles sont composées de :

- Mur garde grève ;
- Dalle de transition ;
- Mur en retour et murette ;
- Sommier d'appui ;
- Mur de front ;
- Semelle.

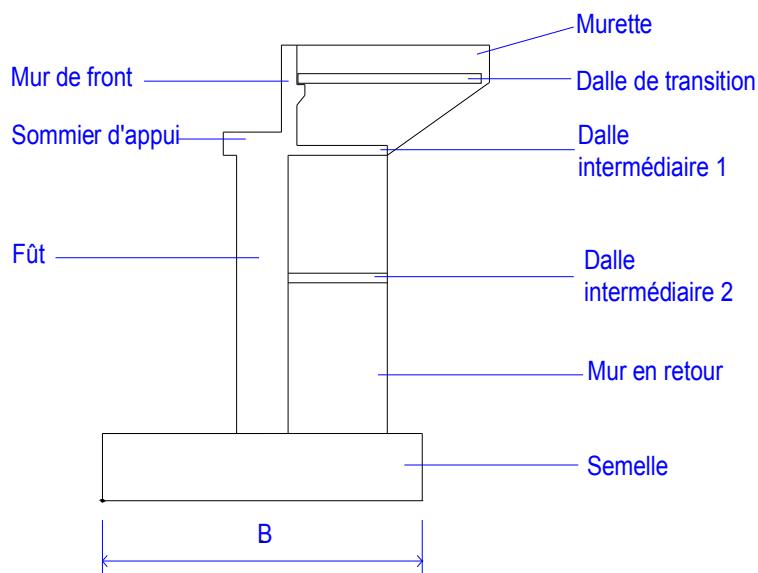


Figure 26 : Structure des culées

IV.2.1 Mur garde grève

Hauteur $h_0=2m$

Epaisseur $e=0,1+0,1h$

$$e=30\text{cm}$$

Longueur $l_0=8,5\text{m}$

Le mur garde grève est soumis essentiellement par les efforts suivants :

- La poussée de terre ;
- La poussée des charges locales sur le remblai.
- Effet de freinage.

a. Calcul de la poussée de terre

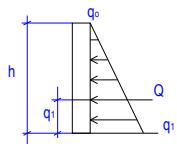


Figure 27: Poussée de terre sur le mur garde grève

b. Le moment maximal d'encastrement est obtenu par :

$$M=Q.y$$

y :point d'application de la poussée qui se trouve à $\frac{1}{3}h_0$

$$Q \text{ :résultante de la poussée=} \frac{(q_0 + q_1).h_0}{2}.$$

Comme on a $q(r)=i.r.y$

$$q(0)=q_0=0$$

$$q(h_0)=q_1=i.h_0. y$$

$$M_T = \frac{1}{6} \cdot i \cdot \gamma \cdot h_0^3$$

avec $i = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,33$: le coefficient de poussée ;

$\phi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai d'accès ;

$\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$: poids volumique du remblai

$$M_T = 0,8 \text{ Tm/m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_T = \frac{1}{2} \cdot i \cdot \gamma \cdot h_0^2$$

$$V_T = 1,20 \text{ T/ml}$$

c. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

Pour la hauteur des murs $0,5 \leq h_0 \leq 3 \text{ m}$, la sollicitation la plus défavorable est produite par deux roues arrières de 6T de deux camions, types B_{C30}, accolés placées de telle manière que les triangles d'impact soient au contact de la face arrière du mur

Hypothèse :

-Les deux roues distantes de 0,50m sont remplacées par une charge uniforme équivalente 12T répartie sur un rectangle de $0,25 \times 0,75 \text{ m}^2$ avec une répartition latérale 45° en arrière ;

-On néglige l'effet des roues situées à 1,5m en arrière.

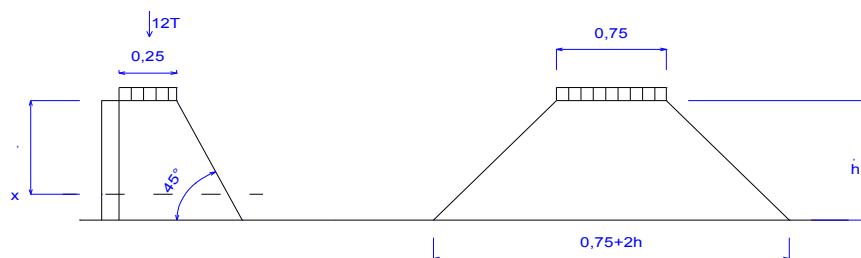


Figure 28 : Répartition de charge

$$\text{Le moment fléchissant en } 0 \text{ est } M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h_0} \int_0^{h_0} \frac{h_0 - x}{0,25 + x} dx \quad [7]$$

Avec $K=i.k.\delta.b_c$

i : coefficient de poussée = 0,33;

k : coefficient de pondération = 1,2;

δ : coefficient de majoration dynamique = 1 (charge sur remblai) ;

b_c : fonction du nombre de voies chargées = 1,1 (deux voies chargées) ;

$K=0,435$

On obtient finalement, $M_p=3,24 \text{ Tm/m}$

L'effort tranchant est obtenu par : $V_p = \int_0^{h_0} 12K(0,25 + x)dx$

Ainsi $V_p=13,05\text{T}$.

d. Effet de freinage

Comme l'écartement de 2m des deux roues d'un essieu et la hauteur courante du mur, alors on ne considère que l'effet d'une seule roue et l'on admet une répartition des

efforts suivant des directions inclinées à $\frac{\pi}{4}$ à partir des bords du rectangle d'impact

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue : 6T

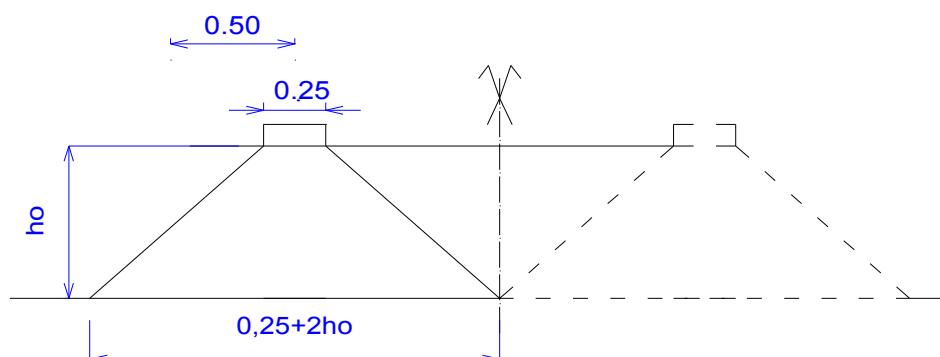


Figure 29: Effet de freinage



$$\text{D'où } M_f = \frac{6h_0}{0,25 + 2h_0} \cdot \gamma$$

$$M_F = 3,39 \text{ Tm/m}$$

$$V_F = 6 \text{ T}$$

e. Combinaison d'actions

$$\text{ELS : } M_s = M_T + 1,2(M_p + M_F)$$

$$M_s = 72,896 \text{ Tm}$$

$$V_s = 24,06 \text{ T}$$

$$\text{ELU : } M_u = 1,35M_T + 1,6(M_p + M_F)$$

$$M_u = 99,348 \text{ Tm}$$

$$V_u = 32,10 \text{ T}$$

f. Calcul des armatures

- Armatures longitudinales

$$M_s = 85760 \text{ Nm}$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,53$$

$$\bar{y}_1 = \bar{\alpha}_1 \times d = 14,31 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$M_{rb} = 19086678 \text{ Nm}$$

$$M_s < M_{rb} ;$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{Z}_b \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{Z}_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 22,23 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } A_s = 24,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 8\Phi 20 = 25,12 \text{ cm}^2$$



- Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$A_{\min} = \frac{0,23b_0df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}=2,79\text{cm}^2 < A$$

- Vérification de la contrainte tangente:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,18 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

- Armatures transversales :

$$A_r = \frac{A}{3} = 8,37 \text{ cm}^2$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_t = 11 \text{ } \phi 10 = 8,635 \text{ cm}^2$

IV.2.2 Dalle de transition

Epaisseur : 30cm ;

Largeur : 3 m

Longueur : 8,5 m

Volume = 7,65 m³

Poids = 19,125 T

IV.2.3 Mur en retour et murette en aile

Les murs en retour sont destinés à supporter les murettes et les dalles intermédiaires, leurs dimensions seront :

Epaisseur e = 0,30m ;

Hauteur :

Hauteur[m]	1	2
C ₀	2,5	6,7
C ₁	2,5	4,5

Poids :

Poids [T]	1	2
C ₀	1,875	6,03
C ₁	1,875	4,05

Les murettes auront les dimensions standard pour chaque culée :

Hauteur à l'encastrement : h=2,8m

Epaisseur : e=0,30m ;

Longueur théorique l=2,50m

Chaque murette est soumise par les charges suivantes :

- Le poids propre du mur ;

- La poussée du remblai ;

- Les charges concentrées appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur. Elles comprennent une charge de 5T et 3T et représentent conventionnellement [7]:

 - Les actions appliquées en cours de construction ;

 - Les poussées sur le mur dues à des charges locales sur remblai ;

 - Les charges accidentelles appliquées au mur en service.

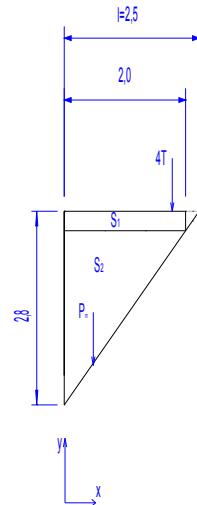


Figure 30: Efforts appliqués sur le mur

La position du centre de gravité : $x = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i}$



Avec S_i ; x_i représentent l'aire et la position du centre de gravité par rapport à l'axe y de la section considérée

$$\text{Ainsi } x = \frac{(1,12 \times 1) + (2,24 \times 0,66)}{3,36} = 0,77\text{m}$$

a. Efforts verticaux

Ils représentent

-le poids propre : $2,5 \times 2,5 \times \frac{2,8}{2} \times 0,3 = 2,625\text{T}$

-La charge concentrée 5T

$$V_v = 7,625\text{T}$$

$$M_v = 2,5 \frac{l^2 h_1}{6} e + 5(l - 1)$$

$$\text{ELS : } M_s = 9,69\text{Tm}$$

$$V_s = 7,625\text{T}$$

$$\text{ELU : } M_u = 13,08\text{Tm}$$

$$V_u = 10,29\text{T}$$

b. Efforts horizontaux

Les efforts horizontaux sont produits par :

-La force concentrée 3T

-Une force répartie uniforme sur toute la surface du mur d'intensité $(\frac{h_1}{3} + 0,5)$.

Le moment d'axe vertical est alors : $M_{h1} = \left(\frac{h_1}{3} + 0,5 \right) \frac{l^2 h_1}{6} + 3(l - 1)$

L'effort tranchant est égal à : $V_{h1} = \left(\frac{h_1}{3} + 0,5 \right) \frac{l h_1}{2} + 2 = 15,2\text{T}$

$$\text{ELS : } M_s = 30\text{Tm}$$

$$V_s = 15,2\text{T}$$

$$\text{ELU : } M_u = 40,15\text{Tm}$$

$$V_u = 20,52\text{T}$$

c. Calcul des armatures

- Suivant les efforts verticaux

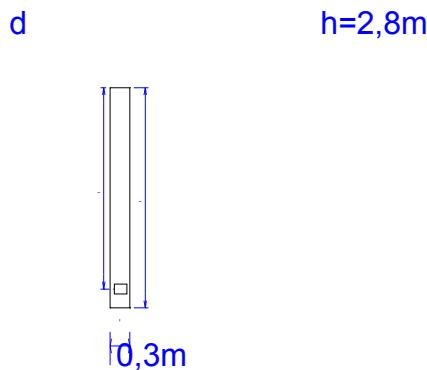


Figure 31: Schéma de calcul vertical

Armatures longitudinales

$M_s = 95900 \text{ Nm}$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,53$$

$$\bar{y}_1 = \bar{\alpha}_1 \times d = 133,56 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$M_{rb} = 9975970 \text{ Nm}$$

$$M_s < M_{rb} ;$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_s = \frac{M_s}{Z_b \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{Z}_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 207,48 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } A_s = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 2\Phi 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$A_{min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 7,83 \text{ cm}^2$$

On prend donc $6\Phi 14 = 9,24 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte tangente :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,136 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Armatures transversales :

$$A_t = \frac{3,08}{3} = 1,02 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 2\Phi 10 = 1,29 \text{ cm}^2$$

- Suivant les efforts horizontaux

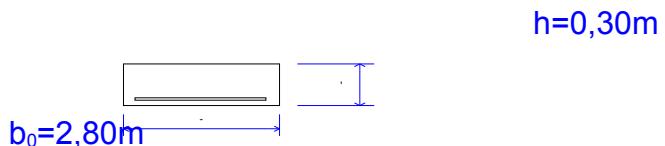


Figure 32: Schéma de calcul horizontal

Armatures longitudinales

$$M_s = 300000 \text{ Nm}$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,53$$

$$\bar{y}_1 = \bar{\alpha}_1 \times d = 14,31 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right)$$

$$M_{rb} = 14251386,24 \text{ Nm}$$

$$M_s < M_{rb} ;$$

la section sera simplement armée



$$A_s = \frac{M_s}{\bar{Z}_b \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{Z}_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 22,23 \text{ cm}$$

D'où $A_s = 84,35 \text{ cm}^2$

On prend $A = 27\Phi 20 = 84,78 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$A_{min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 7,824 \text{ cm}^2 < A$$

Vérification de la contrainte tangente :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,27 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Armatures transversales :

$$A_t = \frac{A}{3} = 28,11 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 9\Phi 10 = 28,26 \text{ cm}^2$$

IV.2.4 Sommier d'appui

Le sommier est sollicité par :

-Le poids propre du sommier : $0,8 \times 1,6 \times 2,5 \times 8,5 =$	27,2T
-Les charges et surcharges du tablier : ELS=	231,652T
ELU=	311,35T
-Les effets de freinage :	10T
-L'effet de retrait et de température :	10,27T

a. Calcul des sollicitations

Les sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant

Tableau 41 : Efforts appliqués sur le sommier

Forces	Verticales [T]	Horizontales [T]	Distance[m]	Moments[Tm]
Sommier	27,2			
Tablier :ELS	231,35			
ELU	311,35			
Freinage ELS		10	2	20
ELU		16	2	32
Retrait	10,27		1	10,27

ELS : $M_A=24,17\text{Tm}$

$$V_A=234,35\text{T}$$

ELU : $M_A=32,48\text{Tm}$

$$V_A=314,99\text{T}$$

On a ainsi l'excentricité :

ELS : $e_s=0,102$

ELU : $e_u=0,103$

En comparant avec la largeur du sommier, on a $e < \frac{1,8}{6} = 0,4\text{m}$. La section est donc

entièlement comprimée.

b. Calcul des armatures

- Armatures longitudinales

$$A_{min}=\max\{0,2B/100 ; 4\text{cm}^2/\text{m du contour}\}$$



$$A_{min} = \max\{272 ; 80\} = 272 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = 56\Phi 25 = 274,96 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales

Les armatures transversales seront $\Phi_t > \frac{\phi_t}{3} = 8,333 \text{ mm}$,

Soit $\Phi_t = 10 \text{ mm}$.

Espacement

$$S_t \leq \min[a + 10 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 15\phi]$$

$$S_t \leq 37,5 \text{ cm}$$

Soit $s_t = 30 \text{ cm}$.

IV.2.5 Mur de front

a. Inventaire des forces

- Forces verticales

-Réaction du tablier dus aux charges permanentes et surcharges :=	231,652T
-Poids du mur garde grève: $0,3 \times 2 \times 8,5 \times 2,5 =$	12,75T
-Poids du sommier : $1,6 \times 0,8 \times 8,5 \times 2,5 =$	27,2T
-Poids du mur en aile : $2 \times 2,625 \times 0,3 \times 2,5 =$	3,94T
-Poids du mur en retour: $C_0 \cdot 2 \times (1,875 + 6,03) =$	15,81T
$C_1 \cdot 2 \times (1,875 + 4,05) =$	11,85T
-Poids du mur de front: $C_0 \cdot 2,5 \times 6,7 \times 1,2 \times 8,5 =$	170,85T
$C_1 \cdot 2,5 \times 4,5 \times 1,2 \times 8,5 =$	114,15T
-Poids des dalles intermédiaires : $D_1 : 2,5 \times 0,30 \times 1 \times 8,5 =$	6,375T
$D_2 : 2,5 \times 0,30 \times 1,2 \times 8,5 =$	7,65T

- Forces horizontales

- Effet de freinage : 10T
- Effet de la température, du retrait et du fluage : 10,27T
- Poussée de terre

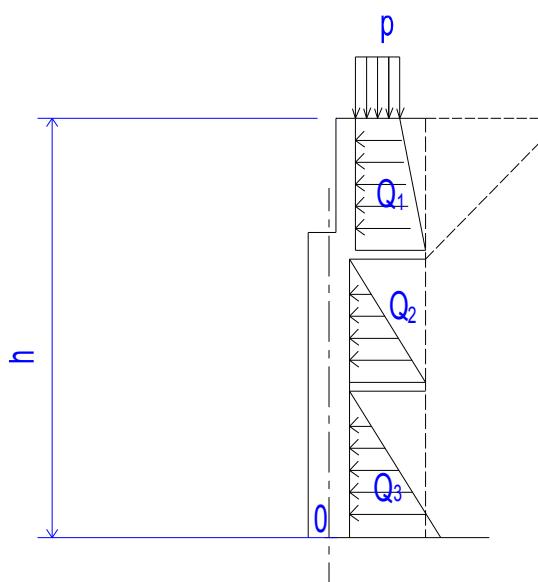


Figure 33: Poussée de terre sur le mur de front



$$Q = \frac{(q_0 + q_1) \cdot h}{2} l_c$$

p : surcharge du remblai = 1,5 T/m²

$q_0 = ip$

$q_1 = q_0 + iyh$

Tableau 42 : Poussée des terres sur le mur de front.

Culée C ₀	1	2	3
h[m]	2,5	3,2	3,2
q ₀ [T/m ²]	0,495	0	0
q ₁ [T/m ²]	1,98	1,90	1,90
Poussée de terre[T]	26,297	25,85	25,85

Culée C ₁	1	2	3
h[m]	2,5	2,1	2,1
q ₀ [T/m ²]	0,495	0	0
q ₁ [T/m ²]	1,98	1,247	1,247
Poussée de terre[T]	26,297	11,13	11,13

b. Calcul des sollicitations

On considère les sollicitations par rapport au point O, et on choisit le sens positif suivant le sens de stabilité de la culée.

- Culée C₀

Tableau 43 : Efforts agissant sur le mur de front de la culée C₀

Désignation	Forces[T]		distance[m]	Moments[Tm]	
	Verticales	Horizontales		Positif	Négatif
Mur garde grève	12,5		0,65	8,125	
Mur en retour :	1	3,75	1,3	4,875	
	2	12,06	1,2	14,472	
Murette	2,625		2,5	6,563	
Sommier	27,2		0	0,000	
Dalles intermédiaires : D ₁	6,375		1,3	8,288	
	D ₂	7,65	1,2	9,180	
Mur de front	170,85		0	0	
Charges et surcharges du tablier	231,652		0	0	
Poussée des terres:	Q1	26,296	8		210,368
	Q2	25,85	4,57		118,1345
	Q3	25,85	1,07		27,6595
Effort de freinage		10	9,5		95
Effet du retrait		10,27	7,5		77,025
ELS	474,66	100,27		51,50	547,19
ELU	640,79	135,16		69,53	736,80

- Moments fléchissants

ELS: M_s=495,69Tm

ELU: M_u=667,27Tm



- Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont donnés par :

- La réaction venant du tablier ;
- Le poids propre du sommier ;
- Le poids propre du mur de front .

ELS:N_s=429,702T

ELU:N_u=578,72T

- Culée C₁

Tableau : Efforts agissant sur le mur de front de la culée C₁

Désignation	Forces[T]		distance[m]	Moments[Tm]	
	Verticales	Horizontales		Positif	Négatif
Mur garde grève	12,5		0,65	8,125	
Mur en retour :	1	3,75	1,3	4,875	
	2	8,1	1,2	9,720	
Murette	2,625		2,5	6,563	
Sommier	27,2		0	0,000	
Dalles intermédiaires : D ₁	6,375		1,3	8,288	
	D ₂	7,65	1,2	9,180	
Mur de front	114,75		0	0	
Charges et surcharges du tablier	231,652		0	0	
Poussée des terres:	Q1	26,296	5,8		152,516
	Q2	11,13	3,1		34,503
	Q3	11,13	0,7		7,791
Effort de freinage		10	7,3		73
Effet du retrait		10,27	5,3		54,431
ELS	414,60	70,83		46,75	336,84
ELU	559,71	95,42		63,11	453,28

- Moments fléchissants

ELS: $M_s=290,09\text{Tm}$

ELU: $M_u=390,17\text{Tm}$

- Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont donnés par :

- La réaction venant du tablier ;
- Le poids propre du sommier ;
- Le poids propre du mur de front .

ELS: $N_s=373,602\text{T}$

ELU: $N_u=502,98\text{T}$

c. Calcul des armatures



$$b=8,5\text{m}$$

$$h=1,5\text{m}$$

$$d=1,35\text{m}$$

- Culée Co

ELS: $M_s=495,69\text{Tm}$

$$N_s=429,702\text{T}$$

ELU: $M_u=667,27\text{Tm}$

$$N_u=578,72\text{T}$$

$$\text{Excentricité } e=1,153$$

Soit le coefficient de remplissage $\Psi_1=\frac{N_u}{bh\bar{\sigma}_{bc}}$

Ainsi on a $\Psi_1=0,030 \leq 0,81$

Alors l'excentricité critique $\zeta=0,1658$

On obtient $e_{NC}=\zeta \cdot h$; soit $e_{NC}=0,248$



En comparant e et e_{NC} , on constate que $e > e_{NC}$.

La section est donc partiellement comprimée



IV.2.6 Calcul de la semelle

Les résultats du Laboratoire nous donnent les taux de travail admissible du sol de fondation de chaque culée :

$$C_0, \bar{q}_0 = 95,91 \text{ T/m}^2$$

$$C_1, \bar{q}_1 = 57,48 \text{ T/m}^2$$

a. Culée C₀

- Dimensionnement

Soient les efforts appliqués sur la semelle :

$$N_s = 50,55 \text{ T/m}$$

$$M_s = 58,32 \text{ Tm/m}$$

$$N_u = 68,08 \text{ T/m}$$

$$M_u = 78,50 \text{ Tm/m}$$

$$e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = 1,153 \text{ m}$$

$$e_{ou} = \frac{M_u}{N_u} = 1,146 \text{ m}$$

$$\frac{N_s}{\bar{q}} = 0,527 < \frac{N_u}{\bar{q}} = 0,709$$

On calcule B à l'ELU

$$\text{On suppose que } B \text{ est de l'ordre de } 4 \text{ m, alors } e_o > \frac{B}{6} = 0,667 \text{ m}$$

La condition de résistance nous ramène à vérifier :

$$\frac{2N_u}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq 1,33\bar{q} \quad [8]$$

$$B \geq 1,003 \frac{N_u}{\bar{q}} + 2e_0$$

$$B \geq 1,003(+2(1,146)) = 3,003 \text{ m};$$

$$\text{On choisit } B=4 \text{ m et on trouve l'hauteur utile } d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{4 - 1,5}{4} = 0,625 \text{ m}$$

On prend une hauteur totale $h_s = 1,1 \text{ m}$

Avec le poids propre de la semelle, la résultante des charges deviennent :



$$P_s = N_s + (11) = 61,55 \text{ T/m}$$

$$P_u = N_u + 1,35(11) = 82,93 \text{ T/m}$$

L'excentricité devient $e_0 = 0,95 \text{ m}$

La largeur de la semelle devient alors $B \geq 2,61 \text{ m}$

On garde $B=4 \text{ m}$ et on prend $L=10 \text{ m}$

- Vérification au non poinçonnement du sol à l'ELS:

$$e_0 = 0,95 \text{ m} > \frac{B}{6} = 0,66 \text{ m}$$

$$q_0 \leq \bar{q}(1 - \frac{2e}{B}) \quad \text{avec } q_0 = \frac{P_s}{BL}, \text{ par mètre linéaire } L=1 \text{ m}$$

$$\frac{P_s}{B} = 15,39 \text{ T/m}^2 \leq 95,91(1 - \frac{2 \times 0,95}{4}) = 50,35 \text{ T/m}^2$$

La condition est satisfaite.

- Calcul des armatures

L'excentricité $e_0 = 0,95 \text{ m} > \frac{B}{24} = 0,24 \text{ m}$, alors l'armature principale sera :

$$A_s = \frac{M_1}{d\sigma_s}$$

$$M_1 = (4B + 0,35b - 9e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,33.b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{P_u}{27}$$

$$M_1 = 38,83 \text{ Tm/m}$$

$$A_s = \frac{38,83 \cdot 10^4}{0,99 \times 16000} = 24,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On prend $13\Phi 16 = 26,16 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$\text{Espacement : } 100 \text{ cm} \cdot \frac{2,01}{26,16} = 7 \text{ cm}$$

Armatures de répartition : $A_r = A_s \frac{B}{4} = 26,16 \text{ cm}^2$ soit $17\Phi 14$.



b. Culée C₁

- Dimensionnement

On refait la même démarche que pour C₀, ainsi on a :

$$N_s = 43,95 \text{ T/m}$$

$$M_s = 34,128 \text{ Tm/m}$$

$$N_u = 59,17 \text{ T/m}$$

$$M_u = 45,90 \text{ Tm/m}$$

$$e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = 0,776 \text{ m}$$

$$e_{ou} = \frac{M_u}{N_u} = 0,775 \text{ m}$$

$$\frac{N_s}{\bar{q}} = 0,76 < \frac{N_u}{\bar{q}} = 1,03$$

On calcule B à l'ELU

$$\text{On prend } B=4 \text{ m pour commencer, alors } e_o > \frac{B}{6} = 0,667 \text{ m}$$

La condition de résistance nous ramène à vérifier :

$$\frac{2N_u}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq 1,33\bar{q}$$

$$B \geq 1,003 \frac{N_u}{\bar{q}} + 2e_0$$

$$B \geq 1,003(1,03) + 2(0,775) = 2,58 \text{ m} ;$$

$$\text{On retient } B=4 \text{ m et on trouve l'hauteur utile } d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{4 - 1,5}{4} = 0,625 \text{ m}$$

on prend une hauteur totale h_s=1,1m

Avec le poids propre de la semelle, la résultante des charges deviennent :

$$P_s = N_s + (11) = 54,95 \text{ T/m}$$

$$P_u = N_u + 1,35(11) = 74,02 \text{ T/m}$$

L'excentricité devient e₀=0,62m

La largeur de la semelle devient alors B ≥ 2,53m

On garde $B=4m$ et on prend $L=10m$

- Vérification au non poinçonnement du sol à l'ELS:

$$e_0 = 0,62m < \frac{B}{6} = 0,66m$$

$$q_0 \leq \frac{\bar{q}}{(1 - \frac{3e}{B})} \quad \text{avec } q_0 = \frac{P_s}{BL}, \text{ par mètre linéaire } L=1m$$

$$\frac{P_s}{B} = 13,73T/m^2 \leq \frac{57,48}{(1 + \frac{3(0,62)}{4})} = 39,24T / m^2$$

La condition est satisfaite.

- Calcul des armatures

L'excentricité $e_0 = 0,62m > \frac{B}{24} = 0,24m$, alors l'armature principale sera :

$$A_s = \frac{M_1}{d\sigma_s}$$

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0,35.b \right)^2 \left(1 + 4 \frac{e_0}{B} + 1,4 \frac{e_0 \cdot b}{B^2} \right) \frac{P_u}{2B}$$

$$M_1 = 38,92Tm/m$$

$$A_s = \frac{38,92 \cdot 10^4}{0,99 \times 16000} = 24,57cm^2 / m$$

On prend les mêmes sections d'armatures que C_0

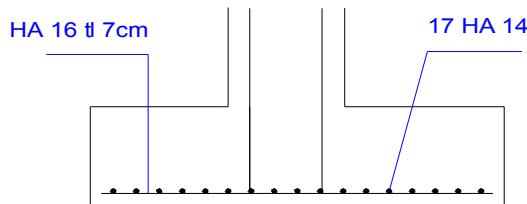


Figure 34: Ferraillage principal de la semelle

II.2.7 Vérification de la stabilité des culées

On vérifie la stabilité des culées au point de renversement A

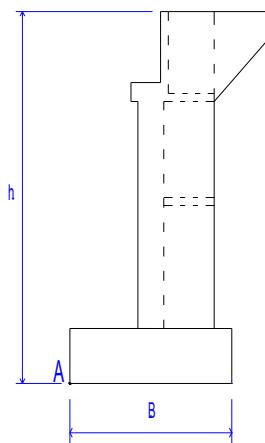


Figure 35: Point de renversement A

a. Culée C₀Tableau 45 : Vérification de la stabilité au renversement de la culée C₀

Désignation	Forces [T]		distance[m]	Moments[Tm]	
	Verticales	Horizontales		Stabilité	renversement
Mur garde greve	12,5		2,65	33,125	
Mur en retour:	1	3,75	3,3	12,375	
	2	12,06	3,2	38,592	
Murette	2,625		4,5	11,813	
Sommier	27,2		2	54,400	
Dalles intermédiaires :	D ₁	6,375	3,3	21,038	
	D ₂	7,65	3,2	24,480	
Mur de front	170,85		2	342	
Semelle	110		2	220	
Charges et surcharges du tablier	231,652		2	463	
Poussée des terres:	Q1	26,296	9,2		241,9232
	Q2	25,85	5,77		149,1545
	Q3	25,85	2,27		58,6795
Effort de freinage		10	10,7		107
Effet du retrait		10,27	8,7		89,349
ELS	584,66	100,27		1220,83	667,51
ELU	789,29	135,16		1648,12	898,99

b. Culée C₁Tableau 46 : Vérification de la stabilité des culées au renversement de la culée C₁

Désignation	Forces [T]		distance[m]	Moments[Tm]	
	Verticales	Horizontales		Stabilité	renversement
Mur garde greve	12,5		2,65	33,125	
Mur en retour:	1	3,75	3,3	12,375	
	2	12,06	3,2	38,592	
Murette	2,625		4,5	11,813	
Sommier	27,2		2	54,400	
Dalles intermédiaires :	D ₁	6,375	3,3	21,038	
	D ₂	7,65	3,2	24,480	
Mur de front	114,75		2	229,5	
Semelle	110		2	220,0	
Charges et surcharges du tablier	231,652		2	463,3	
Poussée des terres:	Q1	26,296	7		184,072
	Q2	25,25	4,3		108,575
	Q3	25,25	1,9		47,975
Effort de freinage		10	8,5		85
Effet du retrait		10,27	6,5		66,755
ELS	528,56	99,07		1108,63	509,38
ELU	713,56	133,54		1496,65	685,96

• Condition de non renversement

$$\text{On doit vérifier que } \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s:moment de stabilité ;

M_r:moment de renversement

Ainsi on a :

Tableau 47 : Résultats de la condition de non renversement

Culée	C ₀	C ₁
ELS	1,828	2,176
ELU	1,833	2,181

La condition est vérifiée, les culées sont donc stables au renversement.

- condition de non glissement

Il faut que:

$$F_g = \frac{c.B + F_v \cdot \operatorname{tg}\delta}{F_H} < 1,5$$

où: F_v : composante verticale de la résultante totale des forces qui s'exerce sur la culée

F_H : composante horizontale de la résultante totale des forces qui s'exerce sur la culée

c :cohésion du sol sous semelle=0

B :largeur de la semelle ;

$\operatorname{tg}\delta$:coefficient de frottement sol-semelle=0,30 (sable argileux) [9]

Tableau 48 : Résultat de la condition de non glissement

Culée	C ₀	C ₁
ELS	1,749	1,600
ELU	1,751	1,603

Les culées sont stables au glissement mais on prévoit des goujons d'ancrage de 1Φ20 par m².



Troisième partie :
ESTIMATION DU COÛT



Chapitre 1 : Devis quantitatif et estimatif

I. Devis quantitatif

I.1.1 Avant métré sommaire

a. Superstructure

- Poutres

$$\text{Ames : } h_x = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{2x}{l} \right)^2$$

$$V(x) = 2 \times 2 \times 4 [0,2 \times (h(x) - 0,4)]$$

$$V = 16 \int_0^{11} (0,29 - 0,00124x^2) dx = 42,24 \text{ m}^3$$

$$\text{Hourdis supérieur: } V = 0,2 \times 8,5 \times 45 = 76,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Hourdis inférieur: } V = 0,2 \times 7,4 \times 45 = 66,6 \text{ m}^3$$

Ainsi on obtient le volume total des poutres $V=185,34 \text{ m}^3$

- Entretoises

$$V = (0,4 \times 1,45 \times 6,6) 3 = 11,484 \text{ m}^3$$

Soit le volume total $V=196,824 \text{ m}^3$

b. Infrastructure

- Pile intermédiaire

$$\text{Chevêtre : } V = 7,65 \text{ m}^3$$

$$\text{Fût : } V = (4 \times 1,5 \times 7,5) = 45 \text{ m}^3$$

$$\text{Semelle } V = (2,8 \times 8,5 \times 1) = 23,8 \text{ m}^3$$

Soit $V=76,45 \text{ m}^3$



- Culées

Tableau 49: Devis quantitatif des culées

Désignation	Poids [T]		Volume [m3]	
	Co	C1	Co	C1
Mur garde greve	12,5	12,5	5	5
Mur en retour: 1	3,75	3,75	1,5	1,5
	12,06	12,06	4,824	4,824
Murette	2,625	2,625	1,05	1,05
Sommier	27,2	27,2	10,88	10,88
Dalles de transition	7,65	7,65	3,06	3,06
Dalles intermédiaires: 1	6,375	6,375	2,55	2,55
	7,65	7,65	3,06	3,06
Mur de front	170,85	114,75	68,34	45,9
Semelle	110	110	44	44
Total	360,66	304,56	144,264	121,824



II. Devis estimatif

II.1.1 Sous détail des prix

Tableau 50 : Sous détail des prix du béton Q400

Béton dosé à	400	kg/m ³						Prix N°	2.1
Rendement:	10	m ³ /j							
Désignation	U	Qté	Dépenses						Total
<u>Matériels</u>			U	Qté	P.U	MTRL	M.O	MTRX	
Petits outillages	Lot	1	j	1	260 000	260 000			
Pervibrateur	U	2	j	1	500 000	1 000 000			
Central de béton	U	1	j	1	2500 000	2 500 000			
Malaxeur	U	2	j	1	900 000	1 800 000			5 560 000
<u>Main d'œuvre:</u>									
Chef d'équipe	H.j	1	H	1	10 000		10 000		
Ouvrier spécialisé	H.j	1	H	8	3 000		24 000		
Manœuvre	H.j	6	H	8	2 500		120 000		154 000
<u>Matériaux</u>									
Ciment	m ³	400	m ³	4000	1 440			5 760 000	
Gravillon	m ³	0,8	m ³	8	100 000			800 000	
Sable	m ³	0,4	m ³	4	75 000			300 000	
Eau	l	150	l	1500	200			300 000	7 160 000
						Total déboursés D=		12 874 000	
						K=		1,3	
						P.U=K.D/R		1 673 620	



Tableau 51 : Sous détail des prix du béton Q350

Béton dosé à	350	kg/m ³				Prix N°	2.2	
Rendement:	10	m ³ /j						
Désignation	U	Qté	Dépenses					Total
	U	Qté	U	Qté	P.U	Mtrl	M.O	
<u>Matériels</u>								
Petits outillages	Lot	1	j	1	200 000	200 000		
Pervibrateur	U	2	j	1	500 000	1 000 000		
Central de béton	U	1	j	1	2 500 000	2 500 000		
Malaxeur	U	2	j	1	900 000	1 800 000		5 500 000
<u>Main d'œuvre:</u>								
Chef d'équipe	H.j	1	H	1	10 000		10 000	
Ouvrier spécialisé	H.j	1	H	8	3 000		24 000	
Maneuvre	H.j	6	H	8	2 500		120 000	154 000
<u>Matériaux</u>								
Ciment	m ³	350	m ³	3500	1 440			5 040 000
Gravillon	m ³	0,8	m ³	8	100 000			800 000
Sable	m ³	0,4	m ³	4	75 000			300 000
Eau	l	150	l	1500	200			300 000
						Total déboursés D=	12 094 000	
						K=	1,3	
						P.U=K.D/R	1 572 220	



Tableau 52 : Sous détail des prix du béton de propreté Q150

Béton dosé à 150 kg/m ³							Prix N° 3.2	
Rendement: 10 m ³ /j								
Désignation	U	Qté	Dépenses					Total
			U	Qté	P.U	MTRL	M.O	
<u>Matériels</u>								
Petits outillages	Lot	1	j	1	200 000	200 000	-	
Pervibrateur	U	0	j	1	500 000	-	-	
Central de béton	U	1	j	1	2 500 000	2 500 000	-	
Malaxeur	U	2	j	1	900 000	1 800 000	-	4 500 000
<u>Main d'œuvre:</u>								
Chef d'équipe	H.j	1	H	1	10 000	-	10 000	
Ouvrier spécialisé	H.j	1	H	8	3 000	-	24 000	
Manœuvre	H.j	6	H	8	2 500	-	120 000	154 000
<u>Matériaux</u>								
Ciment	m ³	150	m ³	1500	1 440	-	-	2 160 000
Gravillon	m ³	0,8	m ³	8	100 000	-	-	800 000
Sable	m ³	0,4	m ³	4	75 000	-	-	300 000
Eau	l	150	l	1500	200	-	-	300 000
						Total déboursés D=		8 214 000
						K=		1,3
						P.U=K.D/R		1 067 820



II.1.2 Bordereau Détail Estimatif

Tableau 53 : Bordereau Détail Estimatif

N°	DESIGNATION	UNITE	P,U	QUANTITE	MONTANT
1	TERRASSEMENT				
1.1	Remblai d'accès	m3	30 000	640,00	19 200 000
	TOTAL 1				19 200 000
2	SUPERSTRUCTURE				
2.1	Béton dosé à 400 kg/m3	m3	1 673 620	196,82	329 408 583
2.2	Béton dosé à 350 kg/m3	m3	1 572 220	10,06	15 811 817
2.3	Aciers d'armatures	kg	24 000	41 376,20	993 028 800
2.5	Revêtement (EDC)	T	450 000	27,53	12 388 500
	TOTAL 2				1 350 637 699
3	PILE				
3.1	Béton dosé à 400 kg/m3	m3	1 673 620	76,45	127 948 249
3.2	Béton dosé à 150 kg/m3	m3	1 067 820	2,61	2 787 010
3.3	Aciers d'armatures	kg	24 000	4 969,25	119 262 000
3.4	Fouille pour fondation	m3	40 000	14,24	569 600
	TOTAL 3				250 566 859
4	CULEE				
4.1	Béton dosé à 350 kg/m3	m3	1 572 220	266,08	418 336 298
4.2	Béton dosé à 150 kg/m3	m3	1 067 820	8,57	9 149 082
4.3	Aciers d'armatures	kg	24 000	23 947,20	574 732 800
4.4	Fouille pour fondation	m3	40 000	54,91	2 196 480
	TOTAL 4				1 004 414 659
5	EQUIPEMENT				
5.1	Garde-corps	ml	26 000	89,40	2 324 400
5.2	Appareil d'appui	dm ³	600 000	86,40	51 840 000
5.3	Gargouille	U	48 000	22,00	1 056 000
	TOTAL 5				55 220 400
			TOTAL		2 680 039 618

Installation et repli de chantier 10% :	268.003.962
Etudes et essais au laboratoire 5%	134.001.981
Contrôles et surveillance 10% :	268.003.962
Imprévus 5% :	134.001.981



Total Hors taxes :	3.484.051.503
TVA 20% :	696.810.301
Montant TTC :	4.180.861.804Fmg
	836.172.361Ar

Arrêté ce présent Bordereau Détail Estimatif à la somme de QUATRE MILLIARDS CENT QUATRE VINGT MILLIONS HUIT CENT SOIXANTE UN MILLES HUIT CENT QUATRE FRANCS MALAGASY (4.180.861.804Fmg) ou HUIT CENT TRENTÉ SIX MILLIONS CENT SOIXANTE DOUZE MILLES TROIS CENT SOIXANTE UN ARIARY (836.172.361Ar), y compris le TVA 20% de SIX CENT QUATRE VINGT SEIZE MILLIONS HUIT CENT DIX MILLES TROIS CENT UN FRANCS MALAGASY (696.810.301 fmg).



CONCLUSION



CONCLUSION

Cette étude nous a permis de conclure que la présence du pont d'Andranomaitso au PK 82+500 de la RN 25, est loin d'être négligeable. Sa reconstruction s'avère alors indispensable pour améliorer la condition de vie de la population de sa zone d'influence, grâce à la facilité des échanges des biens et des personnes.

La variante pont caisson en béton armé à hauteur variable a été choisie parce qu'elle est économique, a une durée de service satisfaisante et sa technique de mise en œuvre est praticable à Madagascar. Par ailleurs, on ne doit pas négliger son entretien.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Louis DURET, Estimation des débits de crue à Madagascar
- [2] Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé - Edition EYROLLES 2000 (333 pages).
- [3] Solofo RAJOELINANTENAINA, Cours de ponts et de BPEL, ESPA
- [4] Victor RAZAFINJATO, Cours Résistance Des Matériaux, ESPA
- [5] Courtand LIBELLE, Formulaire de Béton Armé, Tome 2-Eyrolles PARIS 1976 - (760 p)
- [6] Jean COURBON, Résistance des matériaux Tome I et II
- [7] SETRA DOA B, Appuis des tabliers 73, Octobre 1977 (64p)
- [8] Règles BAEL 91 modifiées 99 et DTU associés, béton armés (281 p).
- [9] Martin RABENATOANDRO, Cours de Mécanique des sols, ESPA.

ANNEXES

ANNEXE A

Ordonnées de la L.I des moments à l'appui A1

A1

α	0,000	1,833	3,666	5,500	7,333	9,167	11,000	12,833	14,667	16,500	18,333	20,167	22
M1(α)	0,000	-0,560	-1,110	-1,628	-2,082	-2,435	-2,645	-2,670	-2,498	-2,123	-1,558	-0,847	0

α	23,833	25,667	27,500	29,333	31,167	33,000	34,833	36,667	38,500	40,333	42,167	44,000	
M1(α)	-0,847	-1,558	-2,123	-2,498	-2,670	-2,645	-2,435	-2,082	-1,628	-1,110	-0,560	0,000	

ANNEXE B-1

Ordonnées de la L.I des moments en travée

x= 3,666

α	0	1,833	3,666	5,500	7,333	9,167	11,000	12,833	14,667	16,500	18,333	20,167	22
M(α)	0	1,434	2,870	2,478	2,097	1,733	1,392	1,083	0,806	0,563	0,351	0,164	0

α	23,833	25,667	27,5	29,333	31,167	33	34,833	36,667	38,5	40,333	42,167	44
M(α)	-0,141	-0,260	-0,354	-0,416	-0,445	-0,441	-0,406	-0,347	-0,271	-0,185	-0,093	0

x= 7,333

α	0	1,833	3,666	5,5	7,3333	9,1667	11	12,833	14,667	16,5	18,333	20,167	22
M(α)	0	1,0354	2,074	3,1243	4,1946	3,466	2,7847	2,1654	1,6117	1,1255	0,7028	0,3288	0

α	23,833	25,667	27,5	29,333	31,167	33	34,833	36,667	38,5	40,333	42,167	44
M(α)	-0,282	-0,519	-0,708	-0,833	-0,89	-0,882	-0,812	-0,694	-0,542	-0,37	-0,187	0

ANNEXE B-2

Ordonnées de la L.I des moments en travée

x= 11

α	0	1,833	3,666	5,5	7,3333	9,1667	11	12,833	14,667	16,5	18,333	20,167	22
M(α)	0	0,6365	1,2778	1,9362	2,6255	3,3658	4,1773	3,2482	2,4177	1,6883	1,0543	0,4932	0

α	23,833	25,667	27,5	29,333	31,167	33	34,833	36,667	38,5	40,333	42,167	44
M(α)	-0,423	-0,779	-1,062	-1,249	-1,335	-1,323	-1,218	-1,041	-0,814	-0,555	-0,28	0

x= 14,666

α	0	1,833	3,666	5,5	7,3333	9,1667	11	12,833	14,667	16,5	18,333	20,167	22
M(α)	0	0,2377	0,4819	0,7485	1,0565	1,4326	1,9034	2,4981	3,2235	2,2509	1,4057	0,6576	0

α	23,833	25,667	27,5	29,333	31,167	33	34,833	36,667	38,5	40,333	42,167	44
M(α)	-0,565	-1,039	-1,416	-1,665	-1,78	-1,764	-1,623	-1,388	-1,085	-0,74	-0,373	0

x= 18,333

α	0	1,833	3,666	5,5	7,3333	9,1667	11	12,833	14,667	16,5	18,333	20,167	22
M(α)	0	-0,161	-0,314	-0,44	-0,513	-0,501	-0,371	-0,086	0,3631	0,9807	1,7571	0,822	0

α	23,833	25,667	27,5	29,333	31,167	33	34,833	36,667	38,5	40,333	42,167	44
M(α)	-0,706	-1,298	-1,77	-2,082	-2,225	-2,205	-2,029	-1,735	-1,356	-0,925	-0,467	0

ANNEXE C

Ordonnées de la L.I des efforts tranchants aux appuis

Ao

α	0	1,833	3,666	5,500	7,333	9,167	11,000	12,833	14,667	16,500	18,333	20,167	22
$V(\alpha)$	1	0,891	0,783	0,676	0,572	0,473	0,380	0,295	0,220	0,153	0,096	0,045	0

α	23,833	25,667	27,500	29,333	31,167	33,000	34,833	36,667	38,500	40,333	42,167	44	
$V(\alpha)$	-0,038	-0,071	-0,097	-0,114	-0,121	-0,120	-0,111	-0,095	-0,074	-0,050	-0,025	0	

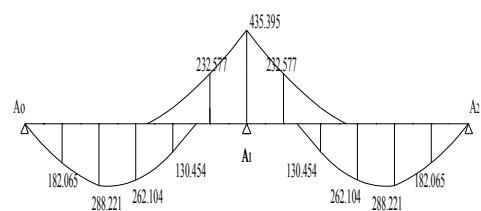
A1

α	0	1,833	3,666	5,500	7,333	9,167	11,000	12,833	14,667	16,500	18,333	20,167	22
$V(\alpha)$	0	0,025	0,050	0,074	0,095	0,111	0,120	0,121	0,114	0,097	0,071	0,038	0

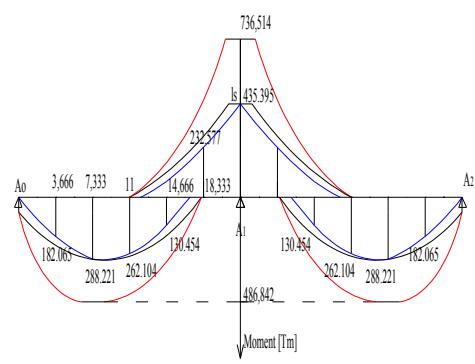
α	23,833	25,667	27,500	29,333	31,167	33,000	34,833	36,667	38,500	40,333	42,167	44	
$V(\alpha)$	0,955	0,904	0,847	0,780	0,705	0,620	0,527	0,428	0,324	0,217	0,109	0	

ANNEXE D

Courbes enveloppes des moments



Epures d'arrêt des barres longitudinales

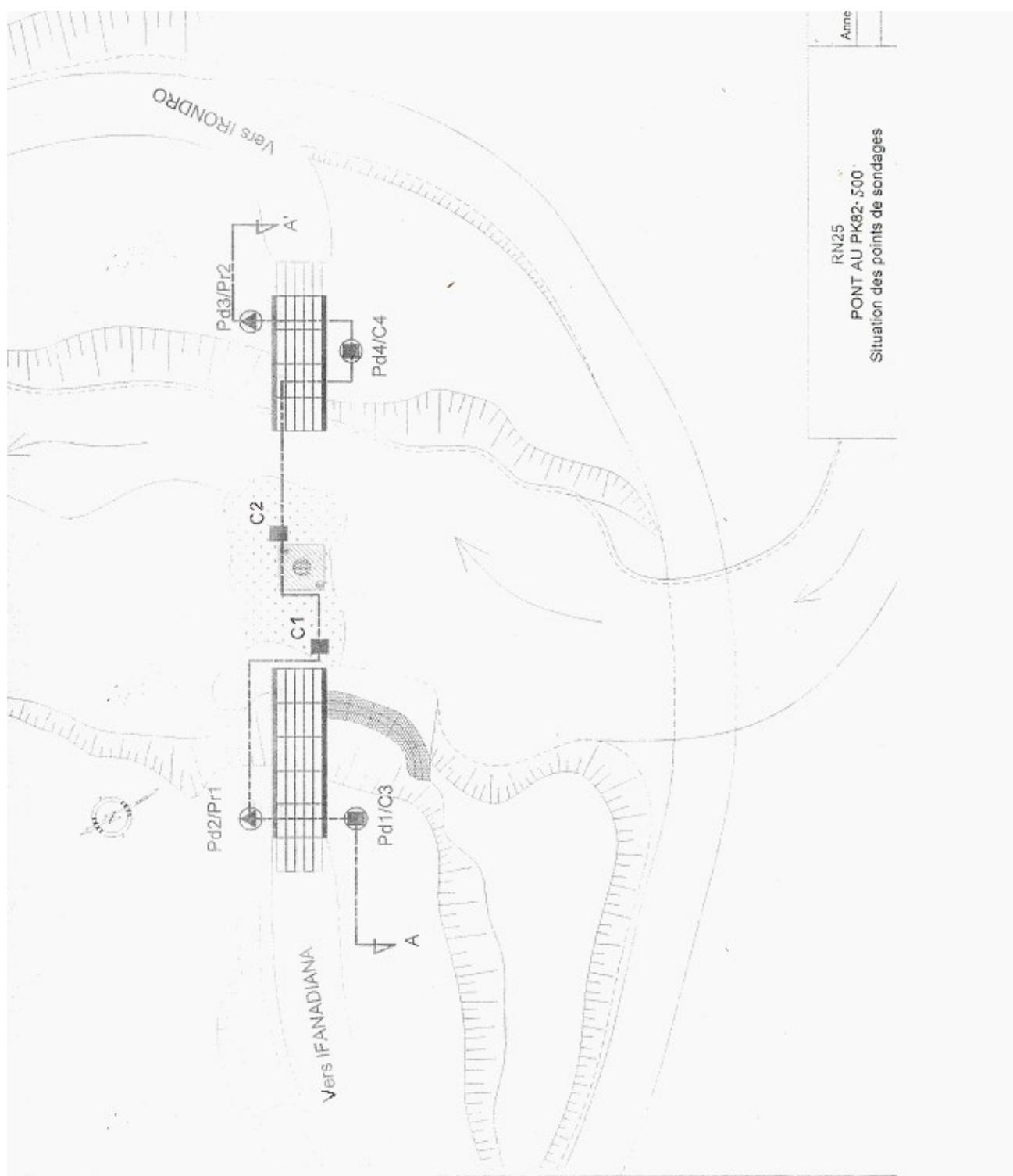


ANNEXE E

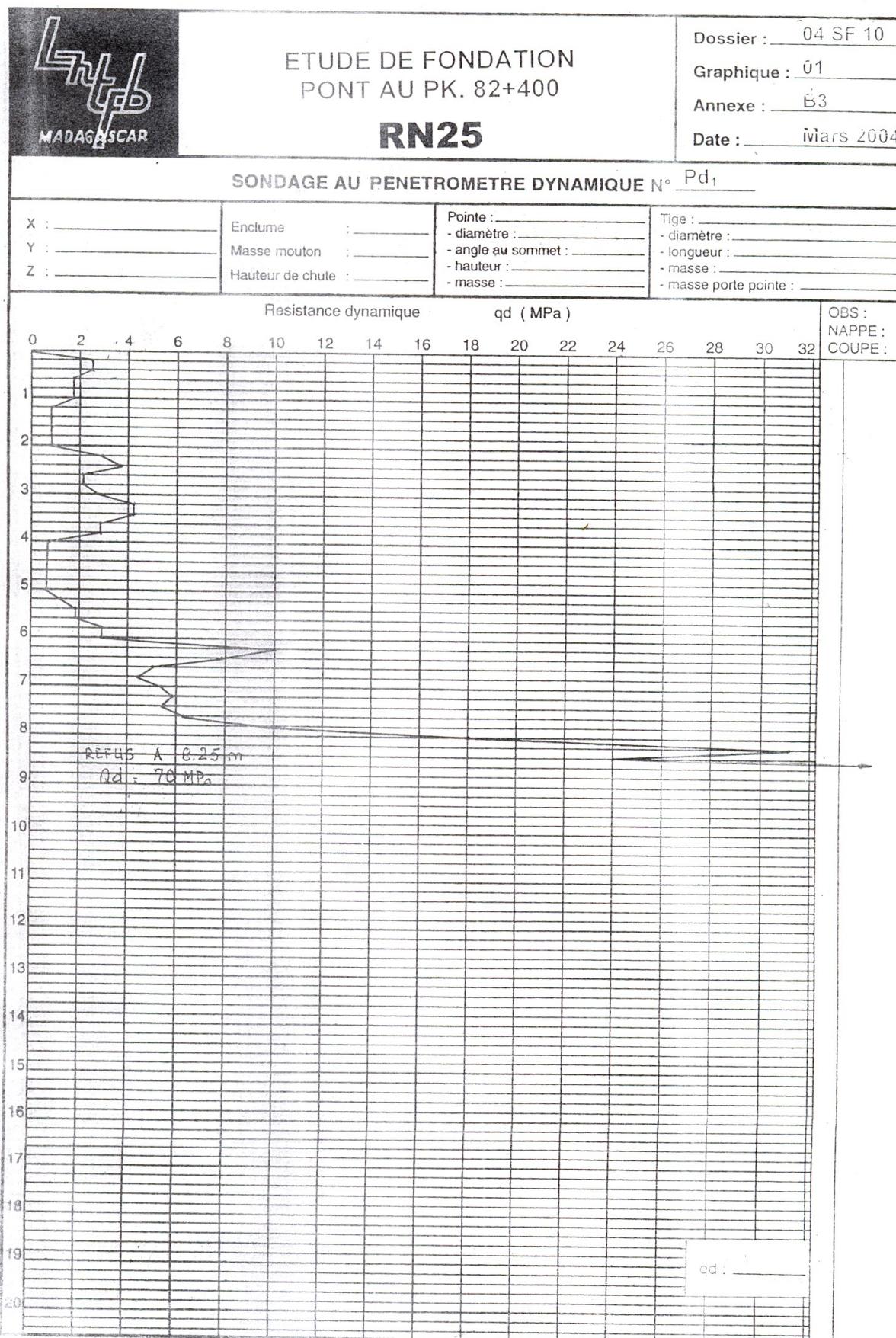
Résultats des essais au laboratoire

ANNEXE E-1

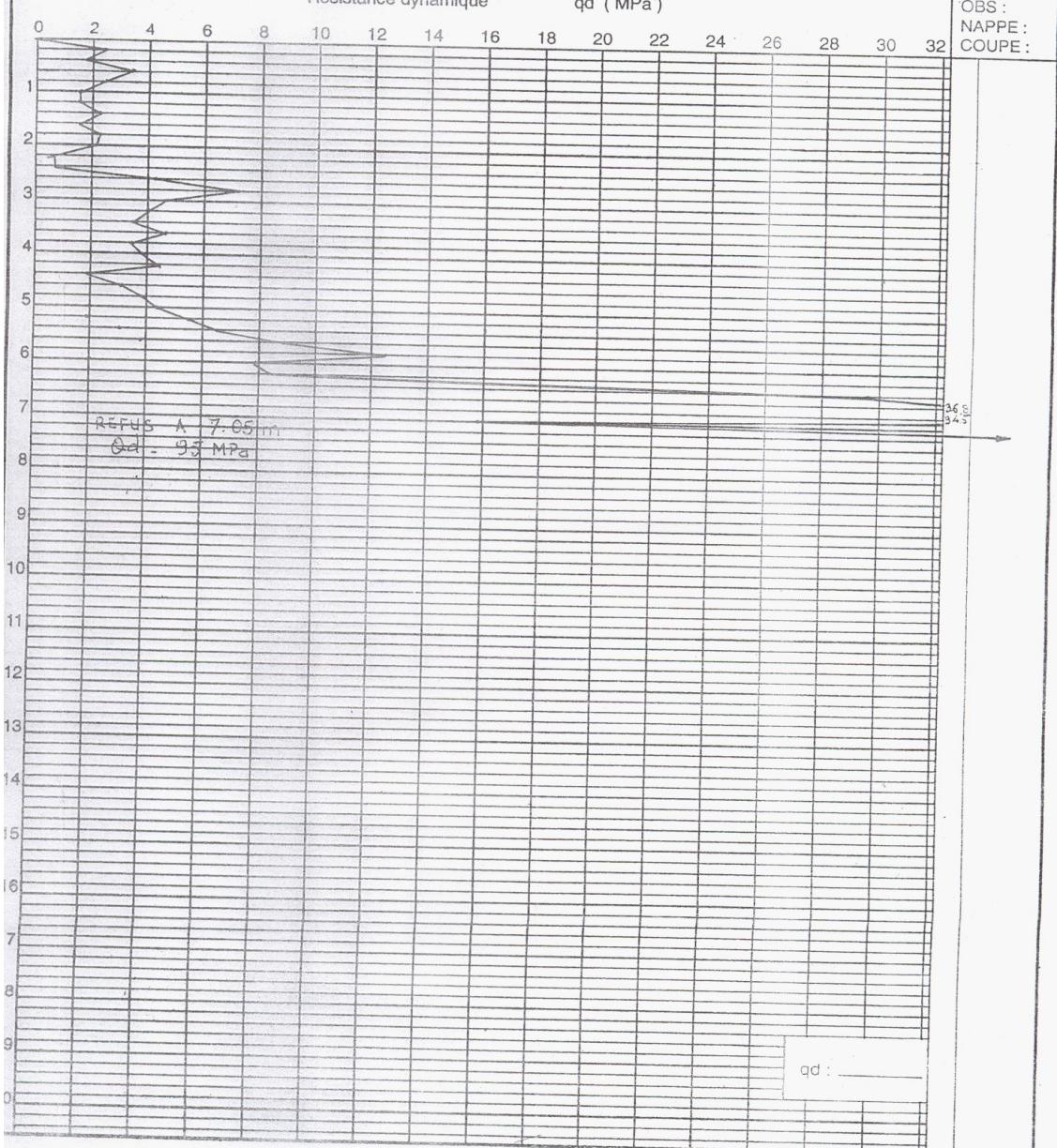
Situation des points de sondages



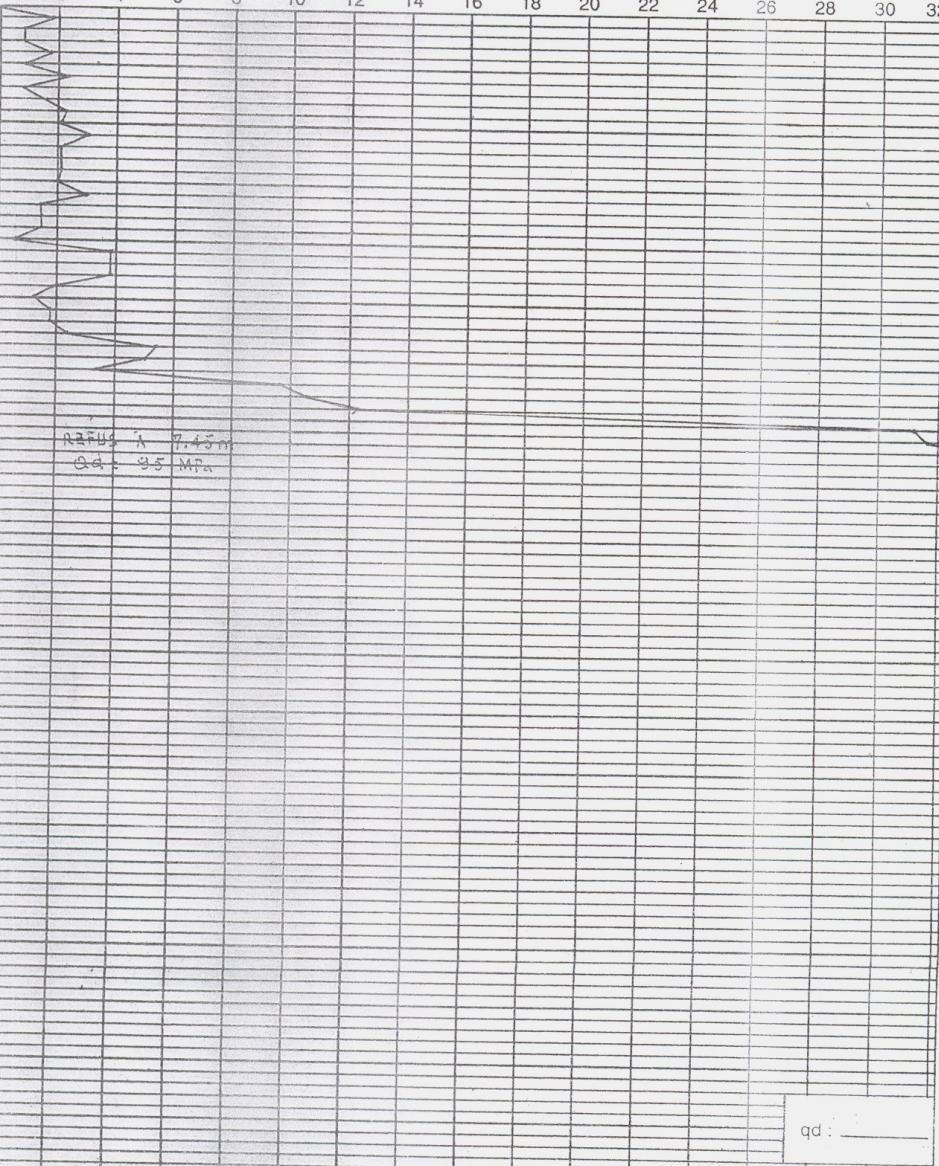
ANNEXE E-2



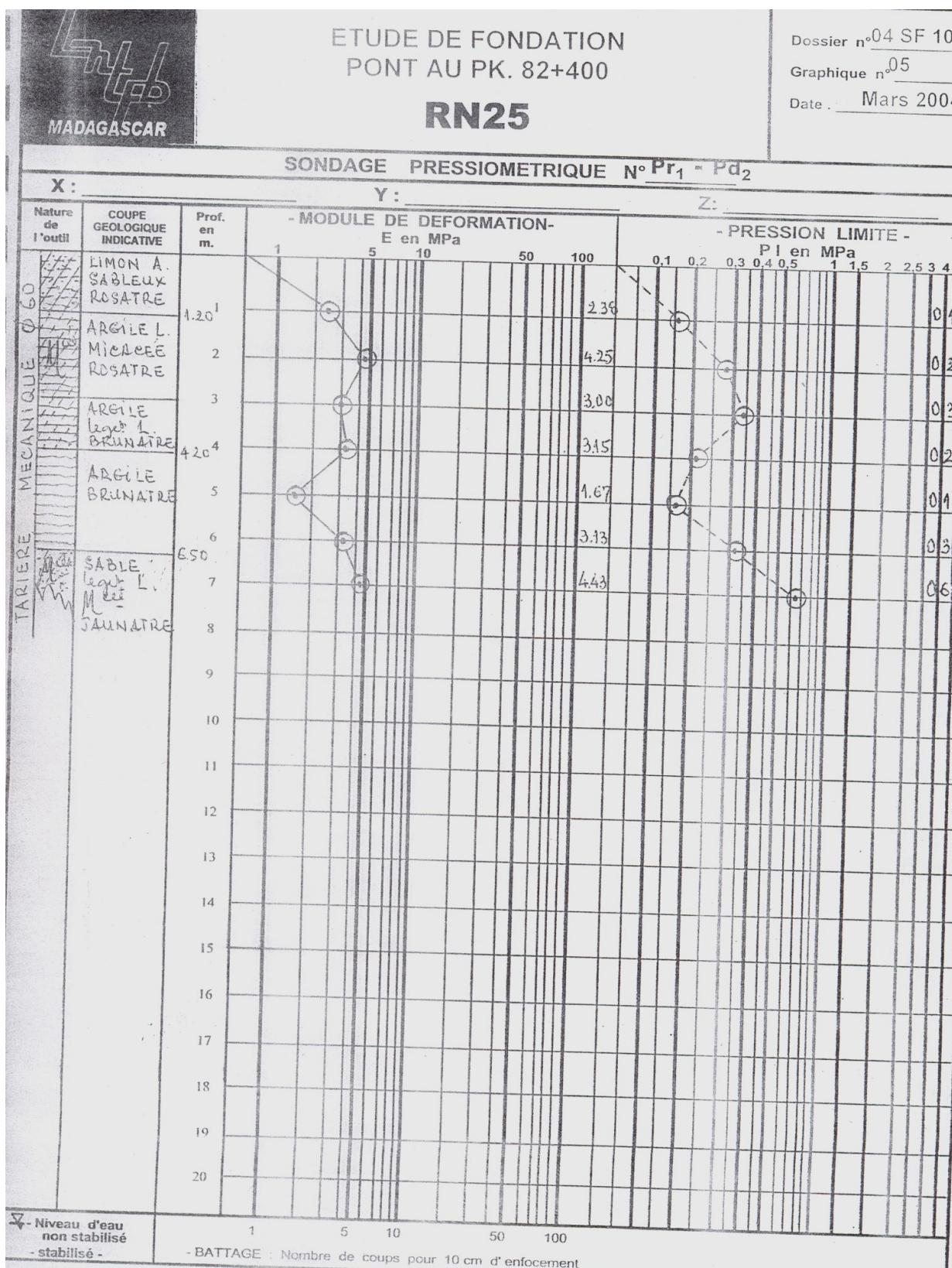
ANNEXE E-3

 ETUDE DE FONDATION PONT AU PK. 82+400 RN25	SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N° _____ Pd₂	Dossier : <u>04 SF 10</u> Graphique : <u>02</u> Annexe : <u>B3</u> Date : <u>Mars 2004</u>
X : _____	Enclume : _____	Pointe : _____ - diamètre : _____
Y : _____	Masse mouton : _____	- angle au sommet : _____ - hauteur : _____
Z : _____	Hauteur de chute : _____	- masse : _____ - masse porte pointe : _____
Resistance dynamique qd (MPa)		
		

ANNEXE E-4

		ETUDE DE FONDATION PONT AU PK. 82+400 RN25		Dossier : 04 SF 10
				Graphique : 03
				Annexe : B3
				Date : Mars 2004
SONDAGE AU PÉNETROMÈTRE DYNAMIQUE N° Pd₃				
X :	Enclume :	Pointe :	Tige :	
Y :	Masse mouton :	- diamètre :	- diamètre :	
Z :	Hauteur de chute :	- angle au sommet :	- longueur :	
		- hauteur :	- masse :	
		- masse :	- masse porte pointe :	
Resistance dynamique qd (MPa)				OBS : _____
0	2	4	6	NAPPE : _____
8	10	12	14	COUPE : _____
16	18	20	22	
24	26	28	30	
32				
				
1	2	3	4	
5	6	7	8	
9	10	11	12	
13	14	15	16	
17	18	19	20	
7.45m	qd = 0.5 MPa	qd = 0.5 MPa	qd :	

ANNEXE E-5



ANNEXE E-6



ETUDE DE FONDATION PONT AU PK. 82+400

RN25

Dossier : 04 SF 1

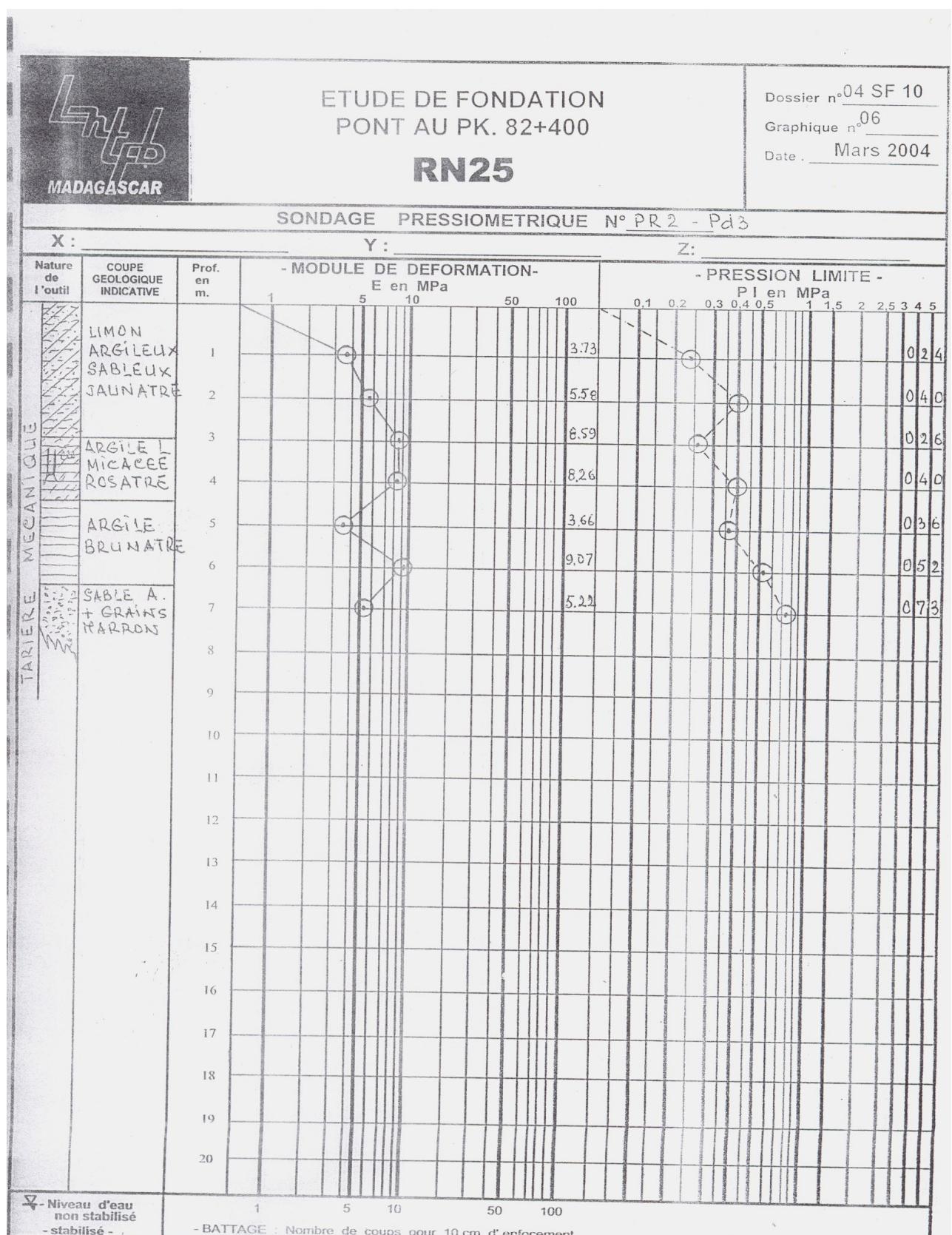
Graphique : 04

Annexe : B3

Date : Mars 20

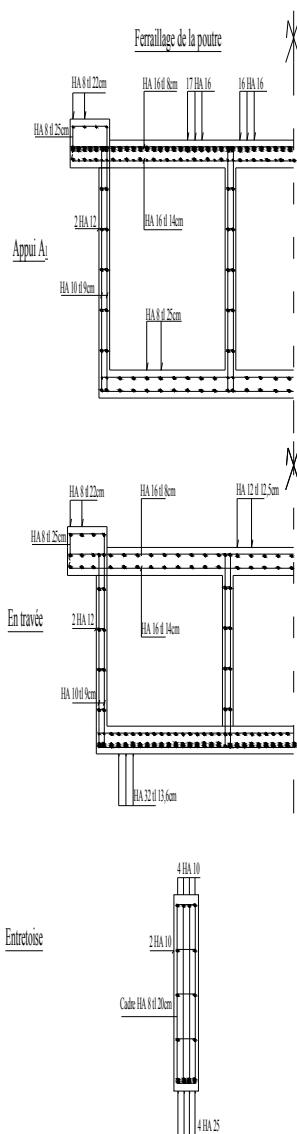
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N° Pd₄

ANNEXE E-7

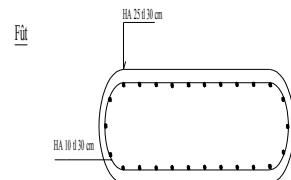
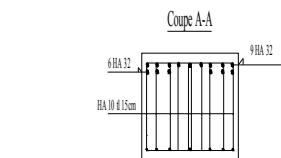
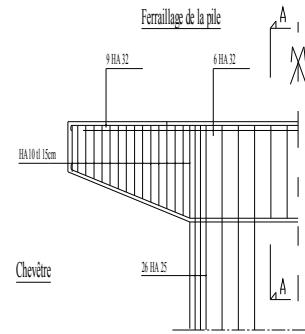


ANNEXE F

Ferraillage de la poutre



ANNEXE G



ANNEXE H

Production agricole des Fivondronana (année 2003)

Production[T]	Ambohimahasoa	Ifanadiana	Mananjary
Riz	36240	18600	25310

Maïs	1697	12559	3445
Haricot	1924	11267	2190
Manioc	20650	19086	31504
Banane	192	1800	2640
Ananas	5	3	7
Arachide	1570	6754	1078
Café	12744	17518	19694
Raphia	12	6	19
Voanemba	0,8	1,6	3
Voanjobory	0,7	0,5	0,8
Letchis	2,6	106	310
Canne à sucre	9640	15039	20659
Mangue	-	2725	4160
Patate	2645	5828	18459
Pomme de terre	25	0	13
Tabac	0	0	14
Coton	0	0	0
Vanille	0	31	0
Girofle	0	0	1758
Poivre	0	0	1959

Source : Fivondronana Ambohimahasoa-Ifanadiana-Mananjary

ANNEXE I

: Résultat de campagne de comptage 2002 (Ambodirafia au PK 72+100)

Jours	L	M	M	J	V	S	D	T S	M.J
A	0	0	6	4	4	2	0	16	2
B	5	6	20	23	21	7	7	89	13
C	33	31	22	21	25	26	28	186	27
D	62	62	63	58	64	76	61	446	64
E	8	6	9	9	17	20	7	76	11
F	33	31	29	31	34	28	34	220	31
G	5	11	5	12	14	14	6	67	10
H	4	6	5	7	9	12	3	46	7
TOTAL	150	153	159	165	185	185	146	1146	164

Source : Louis Berger International

Catégories :

A = charrettes

B = vélos et motos

C = véhicules particuliers

D = bâchés, familiales, minibus

E = camion et autocar de PTC<10t

F = camion et autocar de 10t<PTC<16t

G = camion de PTC>16t

H = trains doubles et articulés

T.S=Total semaine ;

M.J=moyenne journalière.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	
SOMMAIRE	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS	
LISTE DES ANNEXES	
INTRODUCTION	1
PREMIERE PARTIE : ETUDE DE L'ENVIRONNEMENT DU PROJET	2
Chapitre 1 : Etude socio- économique	3
I. Localisation du projet	3
II. Délimitation de la zone d'influence	4
II.1. Relief	4
II.2. Climat	4
III. Démographie et Activités économiques	6
III.1. Démographie.	6
III.1.1 Prévision de la croissance démographique.	6
III.2. Activités économiques	7
III.2.1 Le secteur agricole	7
a. Situation	7
b. L'activite agricole	7
III.2.2 Elevage	8
III.2.3 Tourisme	8
III.3. Infrastructure de transports	9
a. Voie ferrée	9
b. Infrastructure Aéroportuaire	9
c. Ports maritimes	9
d. Reseau routier	11
IV. Justification du projet	12
Chapitre 2 : Etude hydrologique et hydraulique	13
I. Etude hydrologique	13
I.1. Bassin versant	13
a. Longueur	14
b. Largeur	14
c. Pente moyenne	14
I.2. Etude des crues	14

I.3.	Le débit maximal du projet	16
II.	Etude hydraulique	17
II.1.	La hauteur d'eau correspondant à $Q(50)= 485.43 \text{ m}^3/\text{s}$	17
II.2.	La surélévation du niveau d'eau et la côte de la PHE	18
II.3.	La côte sous poutre	19

Chapitre 3 : Proposition et Comparaison de variantes 20

I.	Proposition de variantes	20
I.1.	Variante n°1	20
I.2.	Variante n°2	21
II.	Comparaison de variantes	22
II.1.	Hypothèses et données de base	22
II.1.1	Données de calcul	22
II.1.2	Ratio des armatures	22
II.2.	Etude des variantes	23
II.2.1	Variante N°1	23
a.	Prédimensionnement	23
b.	Estimation de la variante	24
II.2.2	Variante N°2	24
a.	Prédimensionnement	24
b.	Estimation de la variante	26
II.3.	Récapitulation (tableau 9)	27

DEUXIEME PARTIE : ETUDE TECHNIQUE 28

Chapitre 1 : Données de Base 29

I.	Hypothèses de base	29
II.	Systèmes de surcharges	29
II.1.	Système de surcharge A(l)	29
II.2.	Système de surcharge B	29
II.2.1	Le Système Bc	30
II.2.2	Le système Be	30
II.2.3	Le Système Br	31
II.3.	Surcharge des trottoirs	31
III.	Caractéristiques des matériaux	31
III.1.	Le Béton	31
III.1.1	Béton Q400	31
III.1.2	Béton Q350	31
III.2.	Les Aciers d'armatures	32
III.2.1	Pour Q400	32
III.2.2	Pour Q350	32

III.3. Autres	32
Chapitre 2 : Etude de la superstructure	33
I. Pré dimensionnement	33
I.1. Dalles	34
I.2. Poutres	34
I.3. Entretoises	34
I.4. Trottoir	32
I.5. Revêtement	34
II. Calcul des Hourdis	35
II.1. Efforts dans les hourdis centraux	35
II.1.1 Vérification du non poinçonnement de la dalle	35
a. Surcharge Bc	36
b. Surcharge Be	36
c. Surcharge Br	37
II.1.2 Coefficient de majoration	37
II.1.3 Les moments fléchissants	38
a. Moment de calcul :Mo	38
b. Moments au centre de la travée et aux appuis	41
II.1.4 Efforts tranchants	43
II.2. Efforts dans l'hourdis console	48
II.2.1 Calcul des moments fléchissants	48
a. Efforts dus aux charges permanentes	48
b. Efforts dus aux surcharges d'exploitation	48
c. Combinaisons d'actions	49
II.2.2 Calcul des efforts tranchants	49
a. Efforts dus aux charges permanentes	49
b. Efforts dus aux surcharges d'exploitation	49
c. Combinaisons d'actions	49
II.3. Armatures des hourdis	50
II.3.1 Au centre de la travée	50
a. Armatures longitudinales	50
b. Armature de répartition	51
c. Pourcentage minimal des armatures	51
II.3.2 Armatures aux appuis	51
II.3.3 Nécessité d'armatures transversales	52
II.4. Pré-dalle	53
II.4.1 Calcul des sollicitations	53
a. Moment fléchissant	53
b. Effort tranchant	53
II.4.2 Calcul des armatures	54

a.	Armatures longitudinales	54
b.	Vérification de l'effort tranchant	54
III.	Dimensionnement des poutres principales	55
III.1.	Calcul des sollicitations	55
III.1.1	Lignes d'influence des moments	55
a.	Lignes d'influence des moments aux appuis	55
b.	Lignes d'influence des moments en travée	58
c.	Tracé des lignes d'influence des moments	60
III.1.2	Lignes d'influence des efforts tranchants	61
a.	Tracé des lignes d'influence des moments	62
III.2.	Charges permanentes	62
III.2.1	Répartition des charges permanentes	62
III.2.2	Moments fléchissants dus aux charges permanentes	63
III.2.3	Efforts tranchants dus aux charges permanentes	63
III.3.	Coefficient de majoration	64
III.4.	Surcharges d'exploitation	64
III.4.1	Les moments dus aux surcharges	64
a.	Surcharge A(l)	64
b.	Surcharge Bc	65
c.	Surcharges des trottoirs	67
III.4.2	Efforts tranchants dus aux surcharges	69
III.5.	Combinaison d'action	70
III.5.1	Les moments fléchissant	70
III.5.2	Efforts tranchant	71
III.6.	Calcul des armatures	72
III.6.1	Armatures longitudinales	72
a.	Appui A1	72
b.	En travée	74
III.6.2	Vérification de l'effort tranchant	75
III.6.3	Armatures d'âmes	76
a.	Diamètre minimal	76
b.	Espacement maximal	76
c.	Espacement de deux cours successifs	76
III.6.4	Arrêt des barres longitudinales	76
III.7.	Vérification de la déformation de la poutre	78
III.8.	Les sollicitations de torsion	79
III.8.1	Moment de torsion	79
a.	Surcharge d'exploitation Bc	79
b.	Surcharge du trottoir	79
c.	Combinaison d'action	80
III.8.2	Vérification de la contrainte tangente de torsion	80

III.9.	Poutre en I	81
	III.9.1 Charges permanentes	81
	III.9.2 Moments fléchissants dus aux charges permanentes	81
	III.9.3 Efforts tranchants dus aux charges permanentes	82
	III.9.4 Coefficient de majoration	82
	III.9.5 Les moments dus aux surcharges	82
	a. Surcharge A(l)	82
	b. Surcharge Bc	83
	c. Surcharges des trottoirs	83
	III.9.6 Efforts tranchant dus aux surcharges	84
	III.9.7 Combinaison d'action	85
	a. Les moments fléchissant	85
	b. Efforts tranchants	85
	III.9.8 Calcul des armatures	86
	a. Armatures longitudinales	86
	b. En travée	88
IV.	Entretoise	89
IV.1.	Calcul des sollicitations	89
	IV.1.1 Effort dû aux surcharges locales Bc30	89
	a. Moment fléchissant dû aux surcharges locales M	90
	b. Efforts tranchants dus aux surcharges locales	91
	IV.1.2 Efforts dus aux charges permanentes	91
	a. Charges permanentes	91
	b. Moment fléchissant	92
	c. Efforts tranchants	92
	IV.1.3 Combinaison d'actions	93
	a. Moments fléchissants	93
	b. Efforts tranchants	93
IV.2.	Calcul des armatures	94
	IV.2.1 Armatures longitudinales	94
	a. Pourcentage minimal d'armatures longitudinales	95
	b. Vérification de la contrainte tangente	95
	c. Armatures d'âme	95
	d. Espacement maximal	95
	e. Espacement des armatures d'âme	95
	f. Condition de non fragilité	96
Chapitre 3 : Etude de l'infrastructure		97
I.	Etude géotechnique	97
I.1.	Travaux de reconnaissance	97
I.2.	Résultats de la reconnaissance	98

I.2.1	Pénétrogramme	98
a.	Culée côté Ifanadiana	98
b.	Culée côté Irondro	98
I.2.2	Sondages carottés	98
II.	Prédimensionnement	100
II.1.	-Pile intermédiaire	100
II.2.	Culées	100
III.	Dimensionnement des appareils d'appui	102
III.1.	Calcul des réactions de l'appareil d'appui	102
III.1.1	Réactions des appareils d'appui dues aux charges permanentes et aux surcharges	102
III.1.2	Distribution des efforts horizontaux aux appuis	103
a.	Effort de freinage	103
b.	Coefficient de rigidité de chaque appui	104
c.	Distribution de l'effort	105
III.1.3	Effort dû au retrait, au fluage et à la variation de température	105
III.2.	Vérification des appareils d'appui	106
III.2.1	Vérification de la rotation	106
III.2.2	Vérification à la compression	106
III.2.3	Vérification de non glissement	106
III.2.4	Vérification de la frette métallique	107
IV.	Dimensionnement des appuis	108
IV.1.	Pile intermédiaire	108
IV.1.1	Inventaire des efforts	108
a.	Forces verticales	108
b.	Forces horizontales	108
IV.1.2	Vérification de la stabilité de la pile	109
a.	Dans le sens longitudinal du pont	109
b.	Dans le sens transversal	110
IV.1.3	Dimensionnement du chevêtre	112
a.	Calcul des sollicitations	112
IV.1.4	Calcul des armatures	113
a.	Armatures longitudinales	113
IV.1.5	Dimensionnement du fût	115
a.	Calcul des armatures	115
IV.1.6	Dimensionnement de la semelle	117
a.	Calcul des dimensions de la semelle	117
b.	Calcul des armatures	119
IV.2.	Culées	120
IV.2.1	Mur garde grève	121
a.	Calcul de la poussée de terre	121
b.	Le moment maximal d'encastrement est obtenu par	121

c.	Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève	122
d.	Effet de freinage	123
e.	Combinaison d'actions	124
f.	Calcul des armatures	124
IV.2.2	Dalle de transition	125
IV.2.3	Mur en retour et murette en aile	125
a.	Efforts verticaux	127
b.	Efforts horizontaux	127
c.	Calcul des armatures	128
IV.2.4	Sommier d'appui	131
a.	Calcul des sollicitations	131
b.	Calcul des armatures	131
IV.2.5	Mur de front	133
a.	Inventaire des forces	133
b.	Calcul des sollicitations	135
IV.2.6	Calcul de la semelle	139
a.	Culée C0	139
b.	Culée C1	141
IV.2.7	Vérification de la stabilité des culées	143
a.	Culée C0	144
b.	Culée C1	145
TROISIEME PARTIE : ESTIMATION DU COUT		147
Chapitre 1 : Devis quantitatif et estimatif		148
I.	Devis quantitatif	148
I.1.1	Avant métré sommaire	148
a.	Superstructure	148
b.	Infrastructure	148
II.	Devis estimatif	150
II.1.1	Sous détail des prix	150
II.1.2	Bordereau Détail Estimatif	153
CONCLUSION		155
BIBLIOGRAPHIE		
ANNEXES		
TABLES DES MATIERES		

Nom : **ANDRIAMARO**

Prénoms : **Rija Tiarison**

Adresse : **Lot MD 1304 Mandrosoa Ivato ANTANANARIVO 101**

Téléphone : **033 14 282 86**

TITRE :

CONTRIBUTION AU PROJET DE RECONSTRUCTION DU PONT D'ANDRANOMAITSO AU PK 82 + 500 DE LA RN 25

Nombre de pages : 155

Nombre de tableaux : 53

Nombre de figures : 35

Nombre de pages annexes : 18

RESUME :

L'objet de ce mémoire est de trouver la variante possible à la fois économique et architecturale pour la reconstruction du pont d'Andranomaitso. Vu l'emplacement du pont et la potentialité touristique de sa zone d'influence, son aspect architectural ne doit pas être négligé.

Tous les calculs ont été faits selon les règles et normes afin d'assurer le confort et la sécurité des usagers.

Enfin, pour que l'ouvrage atteigne sa durée de service estimée, l'Etat doit prévoir des budgets pour assurer l'entretien non seulement de celui d'Andranomaitso mais tous les ouvrages du pays tout entier.

Rubrique : Pont Route

Mots clés : Ouvrage d'Art, Pont Caisson, Hauteur variable, Béton Armé

Rapporteur : Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo