



Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de
l'Environnement

01 BP 594 Ouagadougou 01 Tel : (226) 50 30 71 16/17 – 50 30 20 53 Fax : (226) 31 27 24

Email : www.2ie-edu.org

Année académique 2010 – 2011

THEME

**ETUDES TECHNIQUES D'UN OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT SITUÉ SUR
LE TRONÇON ZIOU-NARGUIA**

MEMOIRE

**POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE
L'ENVIRONNEMENT**

OPTION : GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement par :

Dombékilè Adama Eric SOME

Travaux dirigés par :

Dr Ismaïla GUEYE, enseignant chercheur au 2iE

Mlle Germaine Amina WASSILE, Ingénieur à GRETECH SARL

Jury d'évaluation du mémoire

Président :

Membres et correcteurs :

Promotion [2010-2011]

DEDICACES

Je dédie ce mémoire :

A mon père qui m'a toujours soutenu.

A ma mère qui a toujours cru en moi et a toujours
été à mes côtés.

A mes sœurs pour leur soutien.

REMERCIEMENTS

Au terme de l'élaboration de notre mémoire, nous tenons à exprimer notre gratitude et notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail.

Nous remercions plus particulièrement, nos encadrateurs :

- Monsieur. **Ismaila GUEYE** et Monsieur **Raffaele VINAÏ**, Enseignants au 2iE, pour leur assistance, leur disponibilité et tous les conseils prodigués tout au long du mémoire.

- Mademoiselle **AMINA WASSILE Germaine**, Ingénieur du Génie civil, Ingénieur 2iE et Ingénieur en chef du bureau d'étude GRETECH SARL qui a proposé le thème du mémoire, et m'a fourni les données disponibles pour l'étude.

Nous remercions également :

- Monsieur **Idrissa PORGO** Directeur Général de GRETECH SARL, pour avoir accepté de m'accueillir dans son cabinet.

- Monsieur **Lassina OUATARA** Directeur Technique de GRETECH SARL

- Madame **Maria OUEDRAOGO**, Ingénieur du Génie civil, pour son soutien et ses précieux conseils.

- Monsieur **Ibrahim KABORE**, Ingénieur du génie Civil et Directeur des Etudes à la DGOA pour sa disponibilité à répondre à toutes nos questions et à nous fournir tous les documents nécessaires au bon déroulement de ce mémoire.

-Tout le corps enseignant du 2iE

-Tout le personnel de GRETECH SARL.

A tous et à chacun, un grand et sincère merci.

RÉSUMÉ

Dans le cadre du Programme de désenclavement socio-économique des zones libérées de l'onchocercose(ZLO), l'Etat du Burkina Faso projette de construire les pistes rurales, avec l'appui de la Communauté Economique Des Etats de l'Afrique de l'Ouest(CEDEAO). Le programme vise à construire environ 62,5 Km de pistes rurales et des ouvrages d'arts. Le bureau d'étude GRETECH s'est vu confier l'étude de la piste rurale reliant Ziou à Narguia, d'une longueur de 5,72 Km dans la région du Centre-Sud.

L'objectif du projet est d'étudier la route et de concevoir des ouvrages de franchissement sur cet axe, capable d'assurer une sécurité des passagers à travers un bon drainage des eaux. A cet effet, il nous a été confié l'étude du bas-fond se trouvant au PK 16, de l'axe de la route. La zone de l'étude est située dans la province du Nahouri, à la frontière entre le Burkina Faso et le Ghana.

Le présent rapport consiste à l'étude technique d'un ouvrage d'art, dont nous proposerons deux variantes. Le débit à prendre en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage étant de $217,51 \text{ m}^3/\text{s}$, nous avons considéré comme variantes :

- Variante I - un dalot cadre à dix(10) ouvertures de cinq (5) mètres de large et trois (3) mètres de hauteur chacune ;
- Variante II - un pont à poutre en béton armé à deux (2) travées isostatiques de 25 m de portée.

A l'issue de la comparaison quantitative, on constate que le pont à poutre a béton armée nécessite plus de béton et plus de quantité en acier que le dalot cadre ; l'analyse multicritère quant à elle, révèle que la variante n°1 offre un entretien plus facile mais une rapidité d'exécution moindre tandis que la variante n°2 a un coût d'entretien élevé et exige une main-d'œuvre abondante et qualifiée. L'étude technico-économique comparative a permis le choix de la variante n°1 qui s'est trouvée être la plus économique car elle consomme moins de béton et de quantité de fer. Notons aussi que le projet a engendré des impacts positifs comme négatifs sur le plan environnemental, ce qui nous a amené à énoncer quelques mesures d'atténuation et de compensation.

Mots clés : tronçon Ziou-Narguia, étude comparative, dalot, pont à poutre en béton armé.

ABSTRACT

Within the framework of the socio-economic Program of opening-up of the released zones of onchocercose (ZLO), the Government of Burkina Faso has planned to build country lanes, with the support of Economic Community of West African States (ECOWAS). The program aims at building approximately 62.5 km of rural tracks and constructions. Engineering consulting firm GRETECH was loaded with the realization of the study of the rural track connecting ZIOU to NARGUIA, a 5.72 km length in the area of the Center-South. The objective of the project is to study the road and to conceive works of crossing on this axis, able to ensure the security of the passengers through a good drainage of waters.

For that purpose, I was entrusted the study of the benchmark being at the km no 16 of the axis of the road.

The zone of the study is located in the Nahouri province at the border between Burkina Faso and Ghana.

This report deals with the technical study of a construction, of which two alternatives can be proposed. The flow to be taken into account for the dimensioning of the work being of 217.51 m³/s, we considered as alternatives: ●alternative No I - a dalot with ten (10) openings, each of them measuring five (5) meters wide and three (3) meters in height

●alternative No II - a beam bridge with reinforced concrete in two (2) iso-static spans of 25 m of reach.

After the quantitative comparison, one can note that the beam bridge with concrete reinforced requires more concrete and more quantity out of steel than the dalot; the multicriterion analysis, reveals that the alternative n°1 offers an easier maintenance but a less speed of execution while alternative n°2 has high maintenance costs and requires an abundant and qualified labour force.

The technico-economic comparative study allowed the choice of the alternative n°1 which was to be most economic because it consumes less concrete and quantity of iron. Also let us note that the project generated positive impacts like negative on environment, which led us to state some measurements for mitigation and compensation.

Key words: Ziou-Narguia section, comparative study, dalot, beam bridge with reinforced concrete.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

B.A.E.L	: Béton Armé aux États Limites
BV	: Bassin Versant
CEDAO	: Communauté Economique des Etats de l'Afrique de l'Ouest
CIEH	: Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
E.L.S	: État Limite de Service
E.L.U	: État limite Ultime
HA	: Haute Adhérence
Km	: Kilomètre
MPA	: Méga pascal
ORSTOM	: Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-mer
P.K	: Point Kilométrique
S.E.T.R.A	: Service des Études Techniques des Routes et Autoroutes
VIH/SIDA	: Virus Immunodéficience Humaine/Syndrome Immunodéficience Acquis

SOMMAIRE

<i>DEDICACES</i>	ii
<i>REMERCIEMENTS</i>	iii
<i>RÉSUMÉ</i>	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
<i>LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS</i>	vi
<i>SOMMAIRE</i>	vii
<i>LISTE DES TABLEAUX</i>	x
<i>LISTE DES ILLUSTRATIONS</i>	xi
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I. PRESENTATION GENERALE DU PROJET	3
1.1. Présentation du projet	3
1.2. Problématique générale	3
1.2.1. Contexte général.....	3
1.2.2. Choix de la zone d'étude.....	3
1.3. Milieu physique	4
1.3.1. Situation Géographique.....	4
1.3.2. Relief et Hydrographie.....	5
1.3.3. Climat, végétation et sol.....	6
CHAPITRE II. METHODOLOGIE DE TRAVAIL	7
2.1. Démarche et outils d'intervention	7
2.1.1. Travaux préliminaires.....	7
2.1.2. Méthodologie et outils de travail.....	7
2.2. Collecte des données	7
2.2.1. Données cartographiques.....	7
2.2.2. Données pluviométriques.....	7
2.2.3. Données relatives au projet.....	8
2.3. Traitement et exploitation des données	8
2.3.1. Analyse des résultats.....	8
2.3.2. Traitement et Exploitation des données.....	8

2.4. Difficultés rencontrées	8
2.4.1. Les difficultés rencontrées :.....	8
2.4.2. Limite de l'étude :	8
CHAPITRE III. DETERMINATION DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT	9
3.1. Etudes topographiques	9
3.1.1. Description du site.....	9
3.1.2. Reconnaissance du terrain et collecte des données	9
3.1.3. Levés Topographiques.....	10
3.2. Etude Géotechnique	10
3.2.1. Zone d'emprunt	10
3.2.2. Les essais du laboratoire.....	10
3.2.3. La description visuelle du Terrain naturel.....	11
3.2.4. Les fondations	11
3.3. Etudes hydrologiques et hydrauliques	11
3.3.1. Etudes hydrologiques	11
3.3.2. Etudes hydraulique	16
CHAPITRE IV. ETUDE DES VARIANTES	22
4.1. Pré dimensionnement de la variante 1	22
4.2. Pré dimensionnement de la variante 2	22
4.3. Devis quantitatif sommaire du pré-dimensionnement des différentes variantes	
23	
4.3.1. Variante 1 : Le dalot.....	23
4.3.2. Variante 2 : Le pont.....	24
4.3.3. Conclusion.....	24
CHAPITRE V. ANALYSE COMPARATIVE.....	25
5.1. Analyse comparative des deux variantes	25
5.1.1. Analyses multicritères des variantes.....	25
5.1.2. Synthèse.....	26
5.2. Choix d'une variante.....	26
CHAPITRE VI. NOTE DE CALCUL DE LA VARIANTE CHOISIE	27
6.1. Méthode Manuelle.....	27
6.2. Résultats du calcul.....	30
6.3. Dimensionnement avec un logiciel	31

6.3.1. Logiciel utilisé.....	31
6.3.2. Hypothèses de calcul.....	31
6.3.3. Résultats du calcul.....	31
6.3.4. Conclusion.....	31
CHAPITRE VII : ETUDE ENVIRONNEMENTALE DU PROJET	32
CONCLUSION.....	35
BIBLIOGRAPHIE	36
WEBOGRAPHIE	38
ANNEXES	39

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Résultats de l'analyse statistique des données pluviométriques du projet.....	12
Tableau 2 : Récapitulatif des valeurs des paramètres du Bassin Versant	13
Tableau 3 : Résultat du calcul du débit décennal	16
Tableau 4 : Résultat du calcul de la crue du projet	16
Tableau 5 : Résultat du calcul Hydraulique du dalot	19
Tableau 6 : Type de dalot en fonction de la portée et de l'état du sol	19
Tableau 7 : Résultat du calcul Hydraulique du pont	21
Tableau 8 : Récapitulatif du pré dimensionnement du dalot cadre	22
Tableau 9 : Récapitulatif du pré dimensionnement du pont.....	22
Tableau 10 : Résultat du devis quantitatif sommaire du dalot	23
Tableau 11 : Résultat du devis quantitatif sommaire du pont	24
Tableau 12 : Analyse multicritères des variantes	25
Tableau 13 : Récapitulatif du résultat de la Note de calcul du Dalot.....	30
Tableau 14 : Devis du Dalot.....	103

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : Vue d'ensemble du bas fond	3
Figure 2: Plan du Bassin versant	4
Figure 3: Carte de situation de la zone d'étude.....	5
Figure 4 : Coupe longitudinale du tablier.....	30
Figure 5 : Calage de l'ouvrage	60
Figure 6: Morphologie de l'ouvrage	67
Figure 7: Schéma transversale de la pile du pont.....	68
Figure 8 : Le sommier d'appui	70
Figure 9: Le mur garde grève	71
Figure 10 : Mur en retour	72

INTRODUCTION

Le développement des infrastructures de transport et particulièrement les routes, constitue un facteur important du développement socio-économique d'un pays. En effet, un réseau routier fonctionnel permet, entre autres, de promouvoir les échanges d'une part entre les provinces du pays et d'autre part avec l'extérieur, de désenclaver les régions qui ont des potentialités importantes en matière de productions agropastorales, de richesses touristiques ou minières, et de contribuer ainsi à la lutte contre la pauvreté. Il permet également de faciliter les évacuations sanitaires des villages vers les centres urbains. C'est dans cette perspective que le Burkina Faso, avec le soutien de partenaires tels que la Communauté Economique des Etats de l'Afrique de l'Ouest (CEDAO) a décidé d'aménager les pistes rurales des différentes régions.

L'aménagement d'ouvrages d'art est une nécessité dans tout projet routier car il permet l'assainissement des voies, le franchissement des zones de passage de cours d'eau en saison pluvieuse. C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent mémoire intitulé : << **Etudes techniques d'un ouvrage de franchissement situé sur le tronçon Ziou-Narguia** >>.

Objectif de l'étude : Ce projet vise l'aménagement d'un ouvrage de franchissement tout en tenant compte de l'aspect économique, la facilité de la mise en œuvre et le respect de l'environnement. Afin d'atteindre l'objectif général, notre étude devra viser les objectifs spécifiques suivants :

- Effectuer les études préliminaires à savoir : géotechnique, topographique, hydrologique et hydraulique de l'ouvrage ;
- Faire une comparaison des deux variantes tout en tenant compte des avantages et des inconvénients de chacun d'eux ; choisir une solution technico-économique des variantes ;

Le présent mémoire est organisé comme suit :

- un premier chapitre qui porte sur la présentation générale du projet
- un deuxième chapitre qui traite de la méthodologie et des matériels de l'étude;

- un troisième chapitre consacré à la détermination des paramètres de dimensionnement des variantes choisies ;
- un quatrième chapitre qui porte sur l'étude des variantes
- un cinquième chapitre qui présente l'analyse comparative et le choix de la variante à dimensionner ;
- enfin un sixième chapitre consacré à la note de calcul et au ferrailage de la variante retenue.

CHAPITRE I. PRESENTATION GENERALE DU PROJET

1.1. Présentation du projet

Le projet, objet de notre étude concerne l'aménagement d'un ouvrage d'art permettant le franchissement du bas-fond situé sur le tronçon Ziou-Narguia.

1.2. Problématique générale

1.2.1. Contexte général

Dans le cadre de la mise en œuvre de sa politique de désenclavement, le Burkina Faso a décidé l'aménagement des pistes rurales dans la région du Centre-Sud.

C'est dans ce cadre qu'a été inscrit le Projet de construction et d'aménagement de la piste rurale reliant Ziou à la frontière du GHANA en passant par Narguia.

Le projet d'aménagement du tronçon sera mis en œuvre comme un volet du Programme de désenclavement socio-économique des zones libérées de l'onchocercose (ZLO).

1.2.2. Choix de la zone d'étude

Le choix de la zone d'étude a été préalablement fait par le Gouverneur de la région du Centre-Sud en concertation avec la direction régionale des infrastructures. La figure 1 ci-dessous donne une image du bas-fond.



Figure 1 : Vue d'ensemble du bas fond

Source : photo GRETECH

Ce choix a été guidé par le besoin de desservir la commune de Ziou afin de faciliter le transport des personnes et des marchandises entre les deux pays. Le bas-fond à étudier mesure 50m de long et est alimenté par un Bassin Versant de 325 km². La figure 2. Situe le BV.

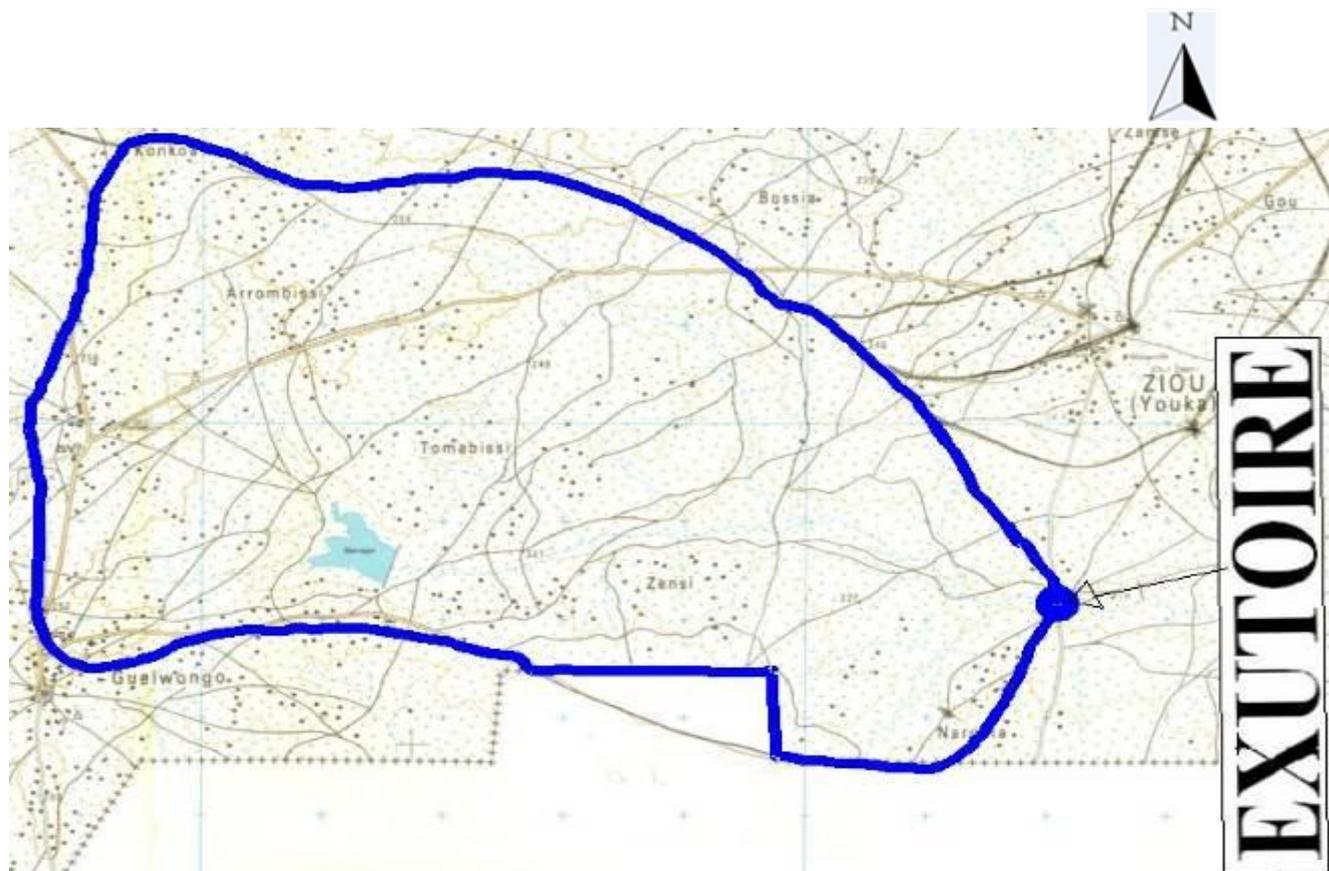


Figure 2: Plan du Bassin versant

Source : adapté de la Cartes IGB à l'échelle 1/200 000^{ème}

1.3. Milieu physique

1.3.1. Situation Géographique

La commune de Ziou se situe à environ 230 km de la ville de Ouagadougou dans la région du Centre-Sud.

Le projet se situe sur le tronçon Ziou-Narguia, dans la province du Nahouri au BURKINA FASO à la frontière du GHANA. La longueur de la piste est de 5,12 km. La figure 3 montre la carte de situation de la zone étude.



Figure 3: Carte de situation de la zone d'étude

Source : adapté de la Cartes IGB à l'échelle 1/200 000^{ème}

1.3.2. Relief et Hydrographie

a. Le relief

A l'instar de l'ensemble du Burkina Faso, la zone du projet s'étend sur une pénéplaine façonnée dans le massif précambrien. Ainsi le relief se caractérise par une monotonie dans la majeure partie des cas avec des dénivellations peu marquées. La zone du projet varie en altitude de 250 m à 350 m d'Est en Ouest.

b. L'hydrographie

Le réseau hydrographique intercepté par la zone d'étude projetée appartient au bassin du fleuve Nazinon.

La zone du projet est drainée par un réseau hydrographique dense constitué essentiellement de bas-fonds et d'affluents périodiques fortement tributaires des précipitations.

1.3.3. Climat, végétation et sol

a. Climat

Le climat est du type soudano- sahélien. Il est donc caractérisé par une alternance de deux saisons: une saison sèche qui s'étend d'octobre à mai (8 mois) et une saison pluvieuse de juin à septembre (4 mois).

De novembre jusqu'en février on a une saison sèche et fraîche et de mars jusqu'en mai règnent la chaleur et l'humidité. La température moyenne oscille entre 14°C et 35°C pour les mois frais (novembre à février) et entre 24°C et 41°C pour les mois chauds (mars à mai).

La pluviométrie annuelle moyenne se situe entre 700mm et 800 mm dans la zone sur la période de juin à septembre.

b. Végétation

Le type de climat décrit précédemment permet le développement d'une savane boisée, arborée et arbustive avec un tapis herbacé plus ou moins discontinu.

c. Sols

La commune de Ziou est située sur une série de granites et migmatiques d'âge anté-Birrimien fortement tectonisés et faillés. Les sols du lit sont constitués essentiellement de sols argileux, assez riches avec une bonne capacité de rétention d'eau. Ces sols ont une bonne valeur agronomique, mais sont très lourds. Cette caractéristique géologique permet d'identifier des sols à majorité latéritique et argilo-latéritiques sur toute l'étendue de la zone du projet.

Ce premier chapitre nous a permis de connaître la situation géographique de la zone du projet, le climat, la végétation et le type de sol qu'on y rencontre. Le deuxième chapitre va porter sur la méthodologie et les matériels que nous avons utilisés dans cette étude.

CHAPITRE II. METHODOLOGIE DE TRAVAIL

2.1. Démarche et outils d'intervention

2.1.1. Travaux préliminaires

a. Revue bibliographique sur la thématique

Cette étape a consisté à recueillir les informations d'ordre général concernant la zone étude ; pour les données géotechniques par exemples nous les avons recueillis auprès du LMBTP, les données cartographiques nous ont été données par le bureau étude.

b. Synthèse bibliographique

Toutes les informations recueillies dans les différents documents relatifs à notre projet tel que entre autre le dossier d'appel d'offre (DAO), le cahier de prescription technique (CPT), ont permis de faire une synthèse bibliographique.

2.1.2. Méthodologie et outils de travail

La méthodologie a consisté à collecter et à traiter les données utiles pour l'étude du projet.

L'outil informatique a beaucoup été utilisé dans ce travail : usages des logiciels tels que Microsoft Word, Microsoft Excel, Cype 2009, Autocad et Hydrolab. Un appareil photo numérique nous a permis de réaliser les prises de vues.

2.2. Collecte des données

2.2.1. Données cartographiques

En ce qui concerne la cartographie, nous avons utilisé les cartes topographiques de IGB au 1/200 000ème ou au 1/50 000 pour la localisation de la zone d'étude et la délimitation exacte du bassin versant.

2.2.2. Données pluviométriques

Pour l'étude hydrologique, nous avons utilisé les données pluviométriques annuelles et journalières de la station synoptique de la ville de Pô pour la période de 1966 à 1980.

2.2.3. Données relatives au projet

Les autres données, notamment celles relatives au projet, concernent essentiellement la topographie et la géotechnique.

2.3. Traitement et exploitation des données

2.3.1. Analyse des résultats

Tous les résultats ont servi à l'élaboration du projet.

2.3.2. Traitement et Exploitation des données

Le traitement et l'exploitation des données récoltées ont été réalisés avec respectivement les logiciels Excel, Autocad et Hydrolab.

2.4. Difficultés rencontrées

2.4.1. Les difficultés rencontrées :

Comme difficultés rencontrées nous pouvons citer entre autres, la non disponibilité de données hydrologiques des dix dernières années.

2.4.2. Limite de l'étude :

L'insuffisance de temps imparti pour la réalisation de cette étude, constitue sa principale limite.

En dépit des difficultés rencontrées, nous avons pu établir une méthodologie de travail, dans le troisième chapitre, nous déterminerons les différents paramètres pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages d'art.

CHAPITRE III. DETERMINATION DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

3.1. Etudes topographiques

Cette partie du travail présente la situation topographique de la zone d'étude, puis la position géographique et la description du cours d'eau.

3.1.1. Description du site

Le site est accessible sur la RN 25. Le tronçon de route sur lequel l'étude sera menée est en mauvais état. En effet, cette partie n'a jamais été l'objet d'un quelconque aménagement et par conséquent manque d'ouvrages d'art. La circulation est quasiment impossible en saison de pluie.

Les investigations hydrologiques de terrain ont permis d'apprécier l'état physique et l'importance des passages d'eau ne comportant pas d'ouvrage : dégradation du passage, niveau du lit d'eau par rapport au Terrain Naturel, l'étendue des bassins versants, l'aspect physique des bassins versants et l'estimation des dimensions minimales d'ouvrages hydrauliques à réaliser.

Les cours d'eau ne sont pas pérennes, le potentiel versé au cours de l'année est :

- quasiment illimité à la fin de la saison des pluies, quand les cours d'eau sont pleins.
- bien plus faible, voire nul durant la saison sèche car les cours d'eau sont vides.

3.1.2. Reconnaissance du terrain et collecte des données

Plusieurs visites de reconnaissance ont été effectuées par les différents experts intervenants dans le but de disposer de toutes les données de base. Il s'agissait de lever le tronçon, les points singuliers, les ouvrages existants et de repérer tous points pouvant être identifiés comme carrières et emprunts, devant servir pendant l'exécution des travaux.

Parallèlement à ces missions sur le terrain, les différents experts se sont appuyés sur une bibliographie disponible pour la zone du projet et notamment :

- pour la géographie : Géographie du Burkina;
- pour la cartographie : Cartes IGB au 1/200 000 ème ou au 1/50 000 ème ;
- pour la topographie : localisation des repères de nivellement général du Burkina ;
- des documents de base et guide d'études hydrologiques et hydrauliques (manuels élaborés par les experts du CIEH et de la FAO).

3.1.3. Levés Topographiques

La brigade topographique dirigée par un Expert Géomètre très expérimenté a sillonné le tronçon et a effectué des levés à l'échelle 1/200000 ème. Les coordonnées relevées ont été numérotées sur la carte topographique à l'échelle 1/25000 ème.

La projection du bas-fond a été faite grâce au logiciel Covadis en interaction avec les commandes Autocad.

Les données recueillies ont permis d'étudier et de projeter l'aménagement du cours d'eau.

3.2. Etude Géotechnique

Les objectifs poursuivis pour cette étude portaient essentiellement sur :

- la description visuelle du sol du tracé ;
- la recherche des zones d'emprunts de matériaux de viabilité ;
- l'essai au laboratoire ;
- le calcul de la fondation.

3.2.1. Zone d'emprunt

Cette opération d'identification a permis de déterminer la typologie des matériaux présents.

Trois zones ont été identifiées et levées.

3.2.2. Les essais du laboratoire

Les différents sols prélevés ont été analysés et les échantillons de mélanges ont fait l'objet de :

- l'analyse granulométrique ;
- la détermination des Limites d'Atterberg ;
- le Proctor modifié ;

- le CBR en trois points.

Le mélange homogène donne un CBR à 95% OPM voisin de 45.

Le mélange homogène des trois types de sol donne un matériau apte et bon pour le compactage.

3.2.3. La description visuelle du Terrain naturel

Il s'agit ici de donner un aperçu détaillé sur les différents types de sols traversés par le projet sur toute la longueur de la route. Il a été effectué une description visuelle du sol naturel.

Les sondages de la plate-forme ont été réalisés tous les 1,00 km environ. Ils sont destinés à déterminer l'épaisseur de la fondation à mettre en place.

3.2.4. Les fondations

La contrainte admissible du sol (σ_{adm}) nous a été donnée par le LMBTP et elle est de 0,20 MPa. Les dalots seront fondés sur des radiers qui s'accommodent d'une mauvaise résistance du sol de l'ordre de 0,10 MPa sous sollicitations de services. Les ponts, quant à eux, seront fondés superficiellement car le sol est assez résistant.

3.3. Etudes hydrologiques et hydrauliques

3.3.1. Etudes hydrologiques

a. Analyse statistique des données pluviométriques

L'estimation de la pluie annuelle moyenne (P_{an}) et de la pluie décennale (P_{10}) a été déterminée à partir des données pluviométriques de la station de Pô de 1966 à 1980 et des données de pluies mensuelles relevées sur la station (Voir Annexe n°2).

Avant de procéder à l'étude, nous avons contrôlé les données afin de vérifier l'homogénéité de la série et de détecter les périodes douteuses à l'aide de la moyenne mobile qui consiste à calculer les moyennes mobiles sur 5 ans, 11 ans et 25 ans de la série pluviométrique de Pô, puis à représenter les graphes des différentes moyennes.

L'analyse des graphes montre que les données de la station de Pô sont assez homogènes pour être judicieusement utilisées dans cette étude.

Méthode d'ajustement sur les données pluviométriques suivant les lois statistiques

Pour l'estimation de la pluie annuelle moyenne (P_{an}) et de la pluie journalière décennale, nous avons utilisé les méthodes de GAUSS et de GUMBEL (voir Annexe n°2)

L'ajustement par la loi NORMAL donne une pluie moyenne de 871,8 mm \pm 97,1 (Ic 95%). La pluie journalière décennale, déterminée sur la base des données de pluies maximales journalières par la loi de GUMBEL, donne une pluie journalière décennale de 64,9 \pm 8,1 mm (Ic 95%).

A l'issue de l'ajustement de ces deux lois, nous avons retenu une valeur de 970 mm pour la pluie annuelle moyenne et 75 mm pour la pluie journalière décennale. Le tableau1 ci-dessous présente les résultats de l'analyse statistique des données pluviométriques du projet.

Tableau 1: Résultats de l'analyse statistique des données pluviométriques du projet

Station	P_{an}	P_{10}
Pô	970mm	75mm

b. Détermination des caractéristiques physiques du bassin versant

Données :

Pour la détermination des paramètres du bassin versant, on a utilisé une carte topographique à l'échelle 1/200000. Sur cette carte, nous avons délimité le bassin versant.

✓ **Superficie (S) et Périmètre (P)**

La superficie et le périmètre du bassin versant ont été déterminés à l'aide de la carte transférée sur le logiciel Autocad.

✓ **Classe du bassin versant :**

$10 \leq S \leq 200 \text{ km}^2 \Rightarrow$ Petit bassin versant.

✓ **Indice de forme (I_{comp})**

$$I_{comp} = 0,282 \times P/S^{0.5}$$

$K_G > 1 \Rightarrow$ Bassin versant de forme allongée.

✓ **Longueur du rectangle équivalent (L_{rect})**

$$L_{\text{rect}} = S^{1/2} \cdot (I_{\text{comp}} / 1,128) \cdot [1 + (1 - (1,128 / I_{\text{comp}})^2)^{1/2}]$$

✓ **Indice global de pente (I_g)**

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

✓ **Pente moyenne (I) en m/km**

$$I = \frac{\Delta H_{\text{max}}}{\text{Lcours d'eau}}$$

Le tableau2 ci-dessous est un récapitulatif des valeurs des paramètres du bassin versant

Tableau 2 : Récapitulatif des valeurs des paramètres du Bassin Versant

S (m ²)	P(m)	I _{comp}	L _{rect} (Km)	i _{moy}	I _g (m/Km)
325	247	3,86	89,99	0,001	4,68

c. Détermination de la crue du projet

Choix de la période de retour

Le choix doit tenir compte du niveau du risque admis, du coût économique et de la durée de vie projetée. Nous avons choisi une période de retour de 100 ans.

Méthode de calcul de la crue du projet

De nos jours, les principales méthodes les plus utilisées en Afrique de l'Ouest pour l'estimation de la crue d'un projet sont des méthodes déterministes à savoir : les méthodes ORSTOM, CIEH, et Rationnelle.

- La méthode ORSTOM : plus connue également sous le nom de méthode RODIER pour le calcul du débit de crue décennal, s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques dizaines hectares et plus de 1500 km².
- La méthode CIEH : c'est une méthode statistique proposée par Puech et Chabi-Gonni, dont la formulation retenue pour retrouver le débit de pointe Q₁₀ est basé sur un schéma de régression multiple. Cette méthode est applicable aux bassins versants de superficie ≤ 1000 km².

- La méthode Rationnelle : Applicable aux petits bassins versants dont la superficie ne dépasse pas 4 km², cette méthode très utilisée pour l'estimation des crues sur des bassins urbains comporte cependant beaucoup de limites.

Méthode CIEH

Formule Générale : $Q_{10} = a \cdot S^s \cdot P_{an}^p \cdot I_g^i \cdot K_{r10}^k \cdot D_d^d$

Où : a, s, p, i, k, d... sont des coefficients à déterminés et

Q_{10} : le débit de crue décennale (m³/s);

S : superficie du bassin (km²) ;

I_g : indice global de pente (m/km) ;

P_{an} : pluie annuelle moyenne (mm) ;

K_{r10} : coefficient de ruissellement décennal (%) ;

D_d : densité de drainage (km-1)

Etant en zone tropicale sèche, les formules retenues pour cette méthode sont :

$$Q_{10} = 0,41 \times S^{0,425} \times K_r^{0,923}$$

$$Q_{10} = 0,254 \times S^{0,462} \times I_g^{0,101} \times K_{r10}^{0,976}$$

✓ Méthode ORSTOM

Formule : $Q_{10} = m \times Q_{r10}$

Où :

m : le coefficient majorateur d'écoulement prenant en compte le débit d'écoulement retardé. Il est estimé entre 1,03 et 1,15, au regard de la perméabilité des bassins. Ce coefficient prend en compte l'état d'humectation du sol, antérieurement à la survenue de la crue du projet.

Q_{r10} : le débit maximum de pointe de la crue décennale en m³/s obtenu à partir de l'expression :

$$Q_{r10} = A \cdot P_{10} \cdot \alpha_{10} \cdot K_{r10} \cdot S / T_{b10}$$

Avec:

- A : coefficient Abattement permettant la détermination de la pluie moyenne sur le bassin et déterminé à partir de l'équation simplifiée de VUILLAUME (1974) et donné par l'expression :

$$A = 1 - [(161 - 0.042 \times P_{an}) \times 10^{-3} \times \log (S)]$$

- α_{10} : coefficient de pointe correspondant à la crue décennale pris égale à 2.6 pour les bassins versants dont la structure du réseau hydrographique ne présente aucune particularité.

- Kr_{10} : le coefficient de ruissellement décennal.

- P_{10} : la précipitation décennale ponctuelle journalière.

- S : la superficie du bassin versant en km^2

- Tb_{10} : le temps de base en minutes donné par l'expression,

$$Tb_{10} = 325. S^{0.36} + 315 \text{ pour } Ig = 3 \text{ m/km en zone tropicale sèche.}$$

✓ Méthode Rationnelle

Formule: $Q = 0.278 \times C \times I \times A$

Où :

C : coefficient de ruissellement ;

I : intensité de l'averse en mm/h ;

A : superficie du bassin versant en km^2 ;

Q : débit à l'exutoire en m^3/s .

Ayant une superficie $S > 10 \text{ Km}^2$, nous déterminerons le débit décennal à partir de la méthode ORSTOM et de la méthode CIEH. Le débit décennal à prendre en compte sera la moyenne des résultats des débits issus de ces deux méthodes. Le tableau 3 ci-dessous présente le calcul du débit décennal.

Tableau 3 : Résultat du calcul du débit décennal

Méthode	ORSTOM	CIEH1	CIEH2	Projet
Débit (m ³ /s)	Q ₁₀	Q ₁₀	Q ₁₀	Q ₁₀
Valeur	64,2829	66,95	68,41	66,34

Détermination de la crue du projet :

La détermination de la crue du projet se fait à partir de la relation : $Q_{100} = C \times Q_{10}$

Avec :

Q₁₀: le débit de crue décennale (m³/s)

C : coefficient majorateur supérieur à 1, donné par l'expression :

$$C = 1 + (P_{100}-P_{10})/P_{10} \cdot (T_b/24)^{0,12}/K_{r10}$$

Ou $(P_{100}-P_{10})/P_{10} = 0,38$ en zone Tropicale sèche.

On trouvera dans le tableau 4, les résultats du calcul des crues.

Tableau 4 : Résultat du calcul de la crue du projet

Q ₁₀	C	Q ₁₀₀
66,34	3,278	217,51

Le débit du projet est 217,51 m³/s.

3.3.2. Etudes hydraulique**a. Choix des variantes**

En construction routière, le franchissement des obstacles naturels tels que les falaises, les ravins, les fleuves ou rivières peut se faire à travers différents types d'ouvrages d'art (pont, dalot, buses, etc.).

La détermination du type d'ouvrage tient compte de plusieurs facteurs tels que la topographie du terrain, la connaissance du débit issu de la plate-forme à évacuer, l'aspect sécurité, les contraintes techniques, économiques et esthétiques.

Les buses étant conçues pour des débits n'excédant pas $10\text{m}^3/\text{s}$, leur choix est d'office écarté.

L'étude hydrologique a donné un débit égal à $217,51\text{ m}^3/\text{s} > 10\text{ m}^3/\text{s}$ ce qui a permis d'opter pour deux variantes à savoir le dalot et le pont.

Nous étudierons préalablement les deux variantes choisies, ensuite une étude technico-économique de ces deux variantes sera faite afin d'optimiser notre choix.

b. Calcul Hydraulique des variantes

➤ Le Dalot

✚ Description

Les dalots sont des ouvrages à section rectangulaire permettant d'assurer le passage d'eau sous la chaussée. Ils sont constitués par deux murs verticaux, les piédroits, sur lesquels repose une dalle en béton armé continu ou constituée par la juxtaposition d'éléments préfabriqués. Les piédroits sont fondés soit sur des semelles distinctes, soit sur une semelle unique, appelé radier général. Ces ouvrages sont adaptés pour des débits supérieurs à $10\text{ m}^3/\text{s}$. La grande majorité de ces ouvrages ne nécessitent ni joints de chaussée ni appareils d'appui, ce qui leur confère une grande facilité d'entretien.

On distingue différents types de dalots :

- les dalots ordinaires ;
- les dalots cadres ;
- les dalots portiques.

✚ Méthode de calcul Hydraulique

La détermination des sections du dalot se fait en plusieurs étapes.

Etape 1 : Calcul du débit à évacuer

Le débit à évacuer (débit centennal) que nous avons obtenu est le suivant : $Q_{100} = 217,51\text{ m}^3/\text{s}$.

Etape 2 : Calcul de la profondeur en amont H1

Cette étape consiste à déterminer la profondeur amont de l'ouvrage. Tout d'abord il faudra estimer une valeur approchée de D et B (hauteur et largeur dans le cas du dalot) en utilisant

pour cela la formule de base $Q=S \times V$, dans laquelle l'on déduit S, la section mouillée (avec Q connu et V la vitesse, V limite étant fixée à 3m/s) et D étant également fixé pour les dalots on déduira B.

On utilisera la formule $Q^* = \frac{q}{A} \times \frac{1}{\sqrt{2gD}}$ pour calculer le débit réduit q^*H1 . Cette valeur donnera la valeur réduite H^*1 en utilisant un abaque (abaque figure 77 du document : « Hydraulique routière »), la valeur de H1 est ainsi calculée par la relation $H^*1=H1/D$.

La valeur H1 ainsi trouvée est comparée avec la situation topographique du projet.

Etape 3 : Calcul de la pente critique I_c

L'ouvrage doit être capable d'évacuer le débit critique correspondant à la profondeur H1 amont. Pour cela, il faut que la pente longitudinale de l'ouvrage soit au moins égale à la pente critique ($I \geq I_c$). La détermination de la pente critique de l'ouvrage (notée I_c) guidera sur le choix de la pente longitudinale de l'ouvrage (notée I).

Connaissant B et q, on calcule le débit réduit pour la pente critique en fonction de la formule suivante : $Q^* = \frac{q}{\sqrt{g \times B^5}}$. Connaissant K le coefficient de rugosité, après le calcul de Q_i^* , on lira sur l'abaque (abaque figure 82, du document : « Hydraulique routière ») la valeur de la pente I^*c qui permet d'avoir I_c pente critique par la formule suivante : $I_c = \left(\frac{g \times I_c^*}{K^2 \times B^{1/3}} \right)$

On retiendra I, pente longitudinale de l'ouvrage proche mais supérieur ou égale à I_c .

Etape 4 : calcul de la vitesse d'entrée de l'eau dans l'ouvrage

Il s'agira de calculer la vitesse d'entrée de l'eau dans l'ouvrage et de vérifier si celle-ci ne dépasse pas la vitesse limite ($V_1 = 3$ m/s).

L'on calculera le débit réduit q^*v à partir des formules proposées par Manning et en fonction de la pente longitudinale retenue : $Q^* = \frac{q}{K \times I^{1/2} \times B^{2/3}}$

Cette valeur réduite q^*v donnera, grâce à l'abaque, la valeur de V^* de laquelle on déduira la valeur de la vitesse V recherchée : $V = V^* \times K \times I^{1/2} \times B^{2/3}$ (abaque figure 84 pour un dalot du document : « Hydraulique routière »)

Etape 5 : Itération

Si $V < 3$ m/s, alors le calcul est terminé, sinon il faut changer les paramètres d'ouverture B et D et reprendre totalement tout le cheminement.

On trouvera dans le tableau 5 ci-dessous les valeurs du calcul Hydraulique du dalot.

Tableau 5 : Résultat du calcul Hydraulique du dalot

K	Q	V	D	L	n	B	q	A	Q*1	H*1	H1	Q*2	I*	Ic	Q*3	V*	V
67	217,51	3	3	24,16	10	5	21,75	15	0,18	0,6	1,8	0,12	2,7	0,0034	0,0975	0,26	2,99

On a donc adopté un dalot à 10 ouvertures de section 5,00 x 3,00 m chacune (Le détail du calcul hydraulique du dalot se trouve en Annexe n°3).

✚ Choix du type de dalot

Pour le choix du dalot, compte tenu de l'importance de la brèche du cours d'eau à franchir, les dalots ordinaires sur radier et sur semelle sont généralement écartés.

Le choix du type s'effectuera selon les conditions qui peuvent être résumées à travers le tableau 6 suivant :

Tableau 6 : Type de dalot en fonction de la portée et de l'état du sol

Portée biaise	2	8	12	20
Mauvais sol	cadre			portique sur pieux
Bon sol	cadre		portique sur semelle	

Compte tenu du type de sol peu résistant et de la portée biaise qui est inférieure à 12,00 m, nous avons opté pour un dalot cadre.

➤ Le pont

Il existe différents types de pont : le pont en béton armé, le pont en béton précontraint, le pont métallique et le pont mixte en acier/béton.

Après avoir mené une analyse multicritère des variantes de pont, tout en tenant compte des contraintes techniques (disponibilité du matériel, de la main d'œuvre qualifiée et de la mise en

œuvre) et économiques (qui consistent à choisir une variante qui présente un coût raisonnable), nous avons choisi comme variante n°2 un pont à poutre en béton armé.

L'étude hydraulique est réalisée dans le but d'attribuer à la structure du pont une ouverture et un gabarit suffisant pour évacuer la crue du projet arrêtée par l'étude hydrologique. Elle se fait en deux principales étapes qui sont :

- Détermination du niveau des plus Hautes eaux (PHE) sans la présence de l'ouvrage, afin d'estimer l'influence directe de cette cote sur la cote à donner à l'intrados de l'ouvrage.
- Estimation de la surélévation du niveau de l'eau.

En ce qui concerne le calcul du dimensionnement hydraulique, le débouché linéaire a été estimé à partir de la formule de Lacey ("Guide to Bridge Hydraulics") qui s'exprime comme suit :

$$L = ,3048 \times \sqrt{35,315} \times b \times \sqrt{Q} \times 0,3048$$

Avec : L : largeur en m

Q : débit en m³/s

b : facteur dépendant de la nature du terrain.

Le tirant d'air prévu pour diminuer les risques d'obstruction progressive du débouché du pont, dus aux transports solides (corps flottants, branchages, etc.) pouvant être charriés par le cours d'eau, est choisi parmi les valeurs préconisées par M. NGUYEN VAN TUU dans son ouvrage intitulé Hydraulique routière.

Pour la détermination des affouillements, nous avons préféré utiliser la méthode dite « enveloppe » qui fournit des valeurs certes par excès, mais plus fiables.

Cette méthode proposée par C.S. DUNN et exposée dans le document « Hydraulique routière » peut se résumer de la façon suivante :

- une profondeur appelée « profondeur normale d'affouillement » qui est celle se produisant dans le lit uniforme et résultant d'une modification du débit ;
- une profondeur d'affouillement local due à la présence des piles.

A l'issue du calcul hydraulique, nous avons obtenu les résultats résumés dans le tableau 6 ci-dessous (pour les détails du calcul : voir Annexe n°3).

Tableau 7 : Résultat du calcul Hydraulique du pont

Débit (m³/s)	Longueur adoptée(m)	Tirant d'air(m)	Surélévation(m)	côte minimale intrados(m)	HAP(m)	HAC(m)
217,51	50	1,5	0,45	243,46	3,32	2,12

Le dimensionnement Hydraulique effectué dans ce chapitre, a permis de connaître les différentes sections que doivent avoir les ouvrages proposés. Ces sections serviront à l'étude de chaque variante dans le chapitre IV qui suit.

CHAPITRE IV. ETUDE DES VARIANTES

4.1. Pré dimensionnement de la variante 1

Le but de cette partie est de déterminer les épaisseurs des divers éléments du dalot cadre (traverse supérieur, piédroits, traverse inférieur).

Le pré-dimensionnement effectué nous a permis d'avoir les épaisseurs ci-dessous présentées dans le tableau 8. (Les détails sont présentés en Annexes n°4)

Tableau 8 : Récapitulatif du pré dimensionnement du dalot cadre

Désignation	Tablier	Radier	Piédroits
Epaisseur(m)	0,3	0,3	0,3

4.2. Pré dimensionnement de la variante 2

Le pré- dimensionnement consiste à déterminer, les dimensions de l'ouvrage. Ces dimensions trouvées seront ensuite vérifiées à partir de calculs de structures. (Les détails du pré-dimensionnement du pont sont présentés en Annexe n°3).

Les éléments à pré dimensionner sont : les poutres, les entretoises, les dalles, le chevêtre, les pieux, les semelles, les piles, les culées, etc. Chaque élément de l'ouvrage, a été pré-dimensionné et récapitulé dans le tableau 9 suivant :

Tableau 9 : Récapitulatif du pré dimensionnement du pont

Pour le tablier

Elément		Poutre	Hourdis	Entretoises
Dimensions	Nombre	6	–	10
	Longueur(m)	25	–	2,7
	Largeur(m)	0,3	–	0,2
	Hauteur(m)	1,5	–	0,96
	Epaisseur(m)	–	0,2	–

Pour les appuis

Elément	1. Piles			2. Culées				
	Fût	Chevêtre	Sommier d'appui	Mur garde grève	Dalle de transition	Mur en retour	Voile porteur	
Dimensions	Nombre	3	1	2	2	2	4	2
	Longueur(m)	0,85	9	9	9	5	5	8
	Largeur(m)	0,85	1,6	1,5	–	9	2,88	0,6
	Hauteur(m)	Variable	1	1	1,88	–	–	5
	Epaisseur(m)	–		–	0,3	0,3	0,25	–

Pour les fondations

Semelle sous pile		
Longueur	Largeur	Epaisseur
8	5	1

Semelle sous culées		
Longueur	Largeur	Epaisseur
8	5	1

4.3. Devis quantitatif sommaire du pré-dimensionnement des différentes variantes**4.3.1. Variante 1 : Le dalot**

Pour la détermination de la quantité de fer, nous avons considéré un ratio de fer de 100 kg d'acier pour 1 m³ de béton B25 (le ratio variant entre 100 à 110 kg/m³). Le tableau 10 qui suit, donne le résultat du devis quantitatif sommaire du dalot.

Tableau 10 : Résultat du devis quantitatif sommaire du dalot

Désignation	Quantité de béton B25 (m ³)	Quantité de fer (kg)
Dalot cadre de 10x5x3		
1. Tablier	144,72	14472
2. Radier	144,72	14472
3. Piedroits	97,2	97200
TOTAL	386,64	38664

4.3.2. Variante 2 : Le pont

Le tableau 11 ci-dessous présente les résultats du devis quantitatif sommaire du Pont.

Tableau 11 : Résultat du devis quantitatif sommaire du pont

Désignation	Quantité Béton B25 (m3)	Quantité de fer (kg)
Pont en Béton Armé		
1. Poutre	67,5	6750
2. Hourdi	90	9000
3. Entretoise	5,184	518,4
4. Piles		
a. Fûts	14,08	563,2
b. Chevêtre	14,4	576
5. Culées		
a. Sommier d'appui	27	2700
b. Mur garde-grève	10,152	1015,2
c. Dalle de transition	30	3000
d. Mur en retour	17,28	1728
e. Voile porteur	48	4800
4. Fondations		
Sous culées	80	9600
Sous piles	40	4800
TOTAL	443,596	45050,8

4.3.3. Conclusion

On constate que le pont à poutre en béton armé nécessite un peu plus de béton que le dalot cadre, il en est de même pour ce qui concerne la quantité d'aciers.

CHAPITRE V. ANALYSE COMPARATIVE

5.1. Analyse comparative des deux variantes

5.1.1. Analyses multicritères des variantes

Tableau 12 : Analyse multicritères des variantes

Critères	Pont à poutres en béton armé	Dalot cadre en béton armé	Observations
Esthétique	Assez bonne esthétique	Pas très esthétique	Critère peu important en milieu rural
Technique de réalisation	La technicité et la mise en œuvre est complexe	Technicité et mise en œuvre plus facile et accessible à toutes les entreprises rompues aux travaux d'ouvrage d'art de moyenne importance.	
Entretien	Difficile car nécessite plus de moyens pour des actions tel que le renouvellement de l'enrochement des appuis et le changement des appareils d'appuis	Ne nécessitant ni joints de chaussée ni appareils d'appui, cela lui confère une grande facilité d'entretien	
Délai de réalisation	Les éléments sont préfabriqués en atelier et sont juste montés sur le chantier ce qui entraîne une économie du temps d'exécution. Cependant l'importance relative du nombre d'appuis grève légèrement le délai d'exécution.	Le délai de réalisation est plus élevé car le ferrailage, le coffrage et le coulage des différents éléments sont faits sur place.	
Main d'œuvre	La construction de l'ouvrage nécessite une main d'œuvre nombreuse et qualifiée	La construction de l'ouvrage nécessite une main d'œuvre moins nombreuse et qualifié	
Contrainte technique de mise en œuvre : difficulté de mise en œuvre	Difficile et respect des 28 jours de maturation du béton. Nécessite des engins spécialisés	Mise en œuvre facile mais respect des 28 jours de maturation du béton.	
Autres critères	Structure moins sensible aux tassements différentiels.	Structure plus sensible aux tassements différentiels.	

5.1.2. Synthèse

- **Variante 1** : moins coûteuse, offre un entretien facile, mais une moindre rapidité d'exécution.
- **Variante 2** : coûteuse, mais rapide d'exécution, coût d'entretien élevé et exige une main d'œuvre abondante et qualifiée.

5.2. Choix d'une variante

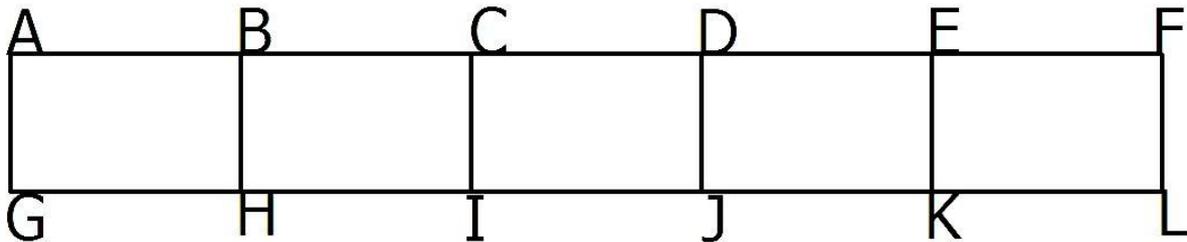
L'étude que nous avons menée sur les deux ouvrages montre que du point de vue technique, les deux ouvrages répondent aux objectifs attendus. Après avoir mené une analyse multicritères et une comparaison quantitative des deux variantes, notre choix s'est porté sur la **variante 1** c'est-à-dire le dalot cadre. Dans le chapitre VI du mémoire, nous procéderons à son étude technique détaillée.

CHAPITRE VI. NOTE DE CALCUL DE LA VARIANTE CHOISIE

A l'issue de l'étude comparative des deux variantes, celle retenue pour le projet est le dalot cadre de section 10 x 5,00 x 3,00.

Le pré dimensionnement, nous a donné les épaisseurs du tablier, du radier et des piédroits égales à 30 cm.

A chaque 25 m, un joint sera réalisé (pour tenir compte de la dilatation du béton), soit deux (2) modules de section 5 x 5,00 x 3,00. Nous envisageons de dimensionner seulement une partie c'est-à-dire nous considérons un dalot de 5 ouvertures de 5,00 m et de 3,00 m de hauteur ce qui nous donne un ouvrage de 26,80m de long ($5 \times 5 + 6 \times 0,30$). Les armatures calculées concernant cette partie, seront réparties sur l'autre partie du dalot.



6.1. Méthode Manuelle

➤ Normes

- Les calculs de ferrailage sont menés suivant les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites dites règles BAEL 91 et Additif 99.

- Les surcharges routières sont définies conformément aux prescriptions du titre II du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes (C.P.C) français en vigueur en la matière.

- Les ouvrages sont calculés par rapport au convoi de camions de type Bc, Bt et Br.

➤ Règlements

- Règles BAEL 91 révisé en 99

- Fascicules 61 et 62 TITRE II du Ministère Français de l'Équipement et des Transports
- Convois de type Bc, Bt et Br

➤ **Hypothèses de calcul**

Caractéristiques des Matériaux

✚ Béton

Dosage : **350 kg /m3** de ciment CPA 45 ou de classe équivalente

Résistances caractéristiques :

$$f_{c28}=25\text{MPa}$$

$$f_{t28}=0.6+0.06*f_{c28}=2.1\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1$$

Contrainte admissible: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Facteur d'équivalence contraintes aciers/contraintes béton : $n = 15$

✚ Aciers

Aciers à haute adhérence (HA) de nuance Fe E 400

Limite d'élasticité garantie Fe = 400 MPa

Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$

Coefficient d'adhérence : $\eta = 1,6$

Fissuration préjudiciable

● contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [2/3f_e ; \max (0,5f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}})] = 201,63 ; \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Enrobage : 3cm.

 Sol de fondation

Poids volumique des terres : $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$

Coefficient de poussée : $K_p = 0,50$ (coefficient au repos, pas de déplacement pour mobiliser la poussée)

Surcharges de remblai (50 cm de remblai) : $q = 10 \text{ kN/m}^2$

Contrainte admissible : $\delta_a = 0,15 \text{ MPa}$

➤ **Principes de calcul des efforts et des sollicitations**

D'une façon générale, les calculs sont menés sur une bande de 1,00 mètre linéaire de largeur de dalot.

S'agissant d'un dalot à ouverture multiple, le calcul des sollicitations (moments M , l'effort normal N et l'effort tranchant V) et des réactions d'appuis se feront sur la base de la méthode dite « **Méthode des équations de trois(03) moments** ».

6.2. Résultats du calcul

Le calcul que nous avons effectué manuellement et dont les détails sont présentés en Annexe n°5 donne les résultats consignés dans le tableau 12 ci-dessous. Un exemple du détail du ferrailage est donné à la figure 4.

Tableau 13 : Récapitulatif du résultat de la Note de calcul du Dalot

	Tablier					Radier					Piédroits	
	travées			appuis		travées			appuis		rive	inter
	rive	centrale	centrale(C-D)	inter	rive	rive	centrale	centrale(C-D)	inter	rive	base	corps
Moment ELU (Mu en kN.m/ml)	193.134	82.29	113.89	259.911	195.611	111.243	47.39	65.60	149.761	112.66	423.35	-
Moment ELS (Ms en kN.m/ml)	151.44	64.53	89.30	203.80	153.38	83	35.36	48.94	111.74	84.06	336.09	-
Effort Normal (Nu en kN/ml)	-	-		-	-	-	-		-	-	106.025	663.407
Effort Normal (Ns en kN/ml)	-	-		-	-	-	-		-	-	79.11	571.083
Sections d'aciers nécessaires à ELU(en cm²/ml)	22.96	9.16	12.88	32.47	23.43	12.56	5.16	7.22	17.36	12.75	55.61	4.00
Sections d'aciers nécessaires à ELS(en cm²/ml)	32.69	13.25	18.66	40.11	33.07	17.29	7.06	9.92	23.66	17.50	60.60	4.00
Barres principales choisies	11HA20	9HA14	13HA14	13HA20	11HA20	6HA20	5HA14	7HA14	8HA20	6HA20	20HA20	4HA12

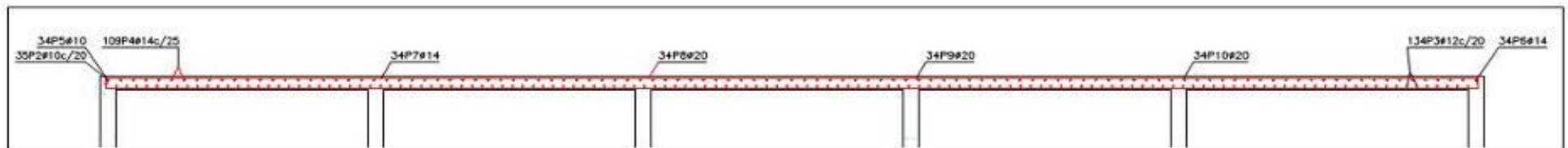


Figure 4 : Coupe longitudinale du tablier

6.3. Dimensionnement avec un logiciel

6.3.1. Logiciel utilisé

Pour le dimensionnement du dalot, nous avons utilisé le logiciel CYPE version 2009 (module ouvrage d'art). Notons que la méthode utilisée par le logiciel, est la méthode de calcul par éléments finis triangulaires de type lamelle épaisse tridimensionnelle qui prend en compte la résistance à l'effort tranchant. Les éléments comportent 6 nœuds situés sur chaque sommet et au centre de chaque côté et ayant chacun 6 degrés de liberté. Pour notre étude, nous avons configuré le logiciel sur les règles françaises de dimensionnement c'est-à-dire le BAEL 91 modifié 99 et le fascicule 61. Au niveau du tablier, afin de voir le convoi qui engendre les sollicitations maximales, nous avons utilisé des convois civils (Bc, Bt),

6.3.2. Hypothèses de calcul

- Module de réaction : 100,000 kN/m²
- Contrainte admissible du sol d'assise: 150,00 kN/m²
- Poids volumique: 20,00 kN/m³
- Angle de frottement interne: 38 degrés
- Cohésion: 0,00 kN/m²
- Pourcentage de frottement terrain-mur: 0 %
- Angle de transmission des charges: 45 degrés
- Béton B25 et acier Fe400

6.3.3. Résultats du calcul

Le calcul fait avec CYPE donne les sollicitations maximales et le ferrailage pour le convoi de type B_t. Les résultats issus de ce calcul ont été présentés en Annexe n°9.

6.3.4. Conclusion

Nous constatons que le dimensionnement manuel donne un ferrailage proche de celui du logiciel CYPE. Pour la construction de l'ouvrage nous avons opté pour les résultats donnés par le logiciel qui semble plus précis.

CHAPITRE VII : ETUDE

ENVIRONNEMENTALE DU PROJET

Comme tout projet routier, la construction des ouvrages de franchissement engendre des impacts positifs comme négatifs. A partir du Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES), nous avons fait ressortir d'une part les impacts potentiels du projet sur l'environnement et d'autre part les différentes mesures d'atténuation et de compensation.

1. Impact potentiel du projet sur l'environnement

La mise en corrélation d'une part des activités associées aux travaux et les actions en phase d'exploitation d'autre part avec les éléments de l'environnement, ont permis d'identifier les impacts potentiels du projet. En effet, l'étude a constaté que le projet génère aussi bien des impacts négatifs que des impacts positifs dont nous retiendrons l'essentiel.

1.1. Impacts positifs

Comme impacts positifs potentiels on peut retenir, entre autres :

- la facilitation du transport rural et l'accès aux services sociaux de base et voies à grande circulation pour les populations rurales;
- la création d'emplois et la réduction de la pauvreté en milieu rural ;
- la stimulation des activités génératrices de revenus (AGR) le long des pistes ;
- le désenclavement des villages concernés ;
- la facilitation des évacuations sanitaires ;
- l'amélioration des conditions de vie des populations locales en général.

1.2. Impacts Négatifs

Quant aux impacts négatifs potentiels on retiendra, entre autres :

- pollution de l'air par les poussières et fumées à l'origine des maladies respiratoires et oculaires ;
- pollution des sols et des eaux par les déchets solides et liquides de chantier ;
- nuisances sonores pour les riverains ;
- tassement et destruction des sols en profondeur dans les zones d'emprunts et les carrières ;
- destruction de la végétation par l'abattage d'arbres ;

- destruction de niches écologiques et d'habitats de faune et de microfaune ;
- perturbation temporaire de la quiétude des bêtes sauvages, notamment dans la zone B ;
- risques d'accidents (personnel de chantiers et usagers des tronçons);
- perturbation de la circulation pendant les travaux ;
- risque de propagation des IST et du VIH/SIDA, autres maladies hygiéniques et grossesses non désirées;
- déplacement des populations situées sur les emprises et la destruction de biens.

2. Mesures d'atténuation et de compensation :

On a identifié ici quelques mesures importantes :

- qualité de l'air - arroser systématiquement le chantier surtout à proximité des habitations et lieux sensibles (écoles, CSPS, églises);
- ambiance sonore - éviter si possible les travaux nocturnes à proximité des habitations et lieux sensibles ;
- protection des sols - remettre en état les sols dans les zones d'emprunt et des carrières, collecter les déchets solides et liquides ;
- protection des eaux de surface et souterraines - collecter les déchets solides et liquides, confectionner des merlons pour contenir les fuites d'hydrocarbure des motopompes ;
- compensation de la végétation détruite - réaliser une plantation d'arbres d'alignement ou créer des bosquets villageois ;
- faune et microfaune - éviter la destruction d'habitats de faune et de microfaune dans les zones d'emprunt et dans les carrières ;
- déplacement et réinstallation de populations - préparer psychologiquement, compenser et réinstaller les populations affectées avant le début des travaux ;
- santé et sécurité du public - mener des campagnes de sensibilisation pour le personnel de chantier sur les IST et le VIH/SIDA, informer et sensibiliser les populations locales du déroulement des travaux et les risques d'accident qu'y sont associés ; signaler adéquatement le chantier, imposer une limitation de vitesse de circulation aux engins de chantier, contourner les lieux fréquentés, doter la main d'œuvre d'équipements de protection adéquats, réguler la circulation aux niveaux des zones sensibles par des flags mens;

- patrimoine culturel - signaler le mobilier archéologique découvert pendant les travaux, éviter la profanation de lieux sacrés, faire des sacrifices avant de déplacer les lieux sacrés le cas échéant;
- création d'emplois - employer de préférence la main d'œuvre locale ;
- circulation - signaler adéquatement le chantier, imposer une limitation de vitesse de circulation des engins de chantier, contourner les lieux fréquentés, réguler la circulation par des flags mens au niveau des zones sensibles ;
- activités économiques - promouvoir les activités génératrices de revenus (AGR) ;
- paysage - éviter l'occupation anarchique de l'environnement du tronçon, remettre en état ou valoriser les zones d'emprunt de matériaux, enlever le matériel et les épaves d'engins après les travaux ;
- qualité de vie et de bien-être des populations - arroser systématique le chantier et les déviations à proximité des habitats, éviter si possible les travaux nocturnes à proximité des habitations, informer les populations riveraines de la réalisation des travaux et des éventuels désagréments qui seront provoqués un mois au minimum avant le début des travaux, informer les populations à se déplacer au moins trois (03) mois avant le début des travaux et réinstaller les populations concernées, réaliser les zones d'emprunts loin de zones habitées afin d'éviter les nuisances liées au développement de larves d'insectes nuisibles ; planter des arbres d'alignement pour l'embellissement, l'ombrage et de brise-vents le long des pistes à la traversée des villages sur les deux côtés de la piste.

CONCLUSION

L'aménagement d'une route ne peut se faire sans être suivi par la réalisation d'ouvrages d'art, car ceux-ci permettent non seulement de franchir les obstacles naturels, mais d'assainir aussi les routes, évitant ainsi leur dégradation précoce.

C'est dans ce sens que le projet choisi dans le cadre de notre mémoire de fin d'études a concerné l'étude d'un ouvrage de franchissement situé sur le tronçon Ziou-Narguia.

La réalisation de notre ouvrage s'est faite en plusieurs étapes telles que :

- l'étude géotechnique qui a permis de faire l'étude des fondations ;
- l'étude topographique qui a permis de faire le calage et l'implantation de l'ouvrage ;
- l'étude hydrologique qui a permis de déterminer la crue du projet ;
- l'étude hydraulique qui a permis de choisir deux (2) variantes d'ouvrages et de déterminer leurs paramètres géométriques ;
- le pré-dimensionnement des deux variantes qui a permis de faire ressortir le devis estimatif sommaire du béton et des quantités d'acier de chacun d'eux ;
- l'étude comparative technico-économique qui a permis de choisir la variante la plus adaptée au contexte du projet aussi bien sur le plan technique que économique.

La solution finale adoptée a été la **variante 1** qui est le dalot cadre en béton armé.

Cette variante s'avère être la plus économique, et du point de vue technique elle convient bien au projet.

BIBLIOGRAPHIE

1. **Bulletin FAO** d'irrigation et de Drainage : Crue et apport [Livre],1998
2. **CALGARO Jean-Armand** Calcul pratique des dalles minces [Livre] / éd. ENPC. - [s.l.] : Master Ouvrages d'Arts, 1987. - pp21-37.
3. **CALGARO Jean-Armand** Projet et construction des ponts : Généralités-Fondations-Appuis-Ouvrages courants [Livre]. - Paris : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2000. - 457 p.
4. **GUEYE Ismïala** Cours de Géotechnique : Reconnaissance des sols, Fondations superficielles. - Ouagadougou : 2iE, 2006. - Vol. 2
5. **KABORE Ibrahim** cour d'Hydraulique Routière : Conception des petits ouvrages hydrauliques 2iE Ouagadougou.
6. **LEGRAND Pascal**, Cours de Béton Armé, Polycopier du cours de l'ETSHER, **140 p.**
7. **Nguyen VAN TUU** Hydraulique routière [Livre],1981
8. **SETRA** Pont dalle en béton armé : calcul automatique selon les règles du BAEL [Revue]. - 43. - 66 p
9. **Y. Guyon** Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisiées par des entretoises [Livre]. - [s.l.] : Annale des Ponts et Chaussées de France, 1946. - PP553-612.
10. **SETRA**, Août 1994, Aménagement des routes principales, 148p.
11. **SETRA**, Juin 1989, Assainissement des ponts routes- Évacuation des eaux, perrés, drainage, corniche-caniveaux..., 112p.
12. **SETRA**, Juillet 2007, Cours d'eau et pont, 176p.
13. **Tuu Nguyen Van, LEMOINE Bernard et POUPLARD Jacques** Hydraulique routière [Livre]. - Ministère de la coopération et du développement de la République Française : BCEOM, 1981. - 347 p..
14. **CHARON Pierre** Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé [Livre]. - Paris Vème : Eyrolles, 1968. - Vol. 5ème édition. - 612 p.
15. **BERNARD-GELY Anne et CALGARO Jean-Armand** Conception des ponts [Livre]. - Paris : Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, 1994. - 360 p..

16. **Jacques LAMIRAULT et Henri, RENAUD**, 1998, Béton Armé : Guide de calcul, FOUCHER, 143p.
17. **Billinger O.E.** Tables pour poutres continues [Livre]. - Paris : Ed Dunod, 1950.

WEBOGRAPHIE

1. www.google.fr
2. www.wikipedia.fr
3. Burkina Faso [En ligne]. - 13 04 2011. - <http://maps.google.fr/>

ANNEXES

Annexe n°1 : Photos du site	40
Annexe n°2 : Etude Hydrologique	44
Annexe n°3 : Etude Hydraulique	55
Annexe n°4 : Pré dimensionnement des variantes	64
Annexe n°5 : Note de calcul du dalot cadre	73
Annexe n°6 : Méthode d'exécution du dalot cadre	97
Annexe n°7 : Plan de ferrailage	98
Annexe n°6 : Plan de ferrailage du dalot	99
Annexe n°8 : Devis du dalot	103
Annexe n°9 : Note de calcul de Cype du Dalot.....	104

Annexe n°1 : Photos du site

Etat de lieux de la piste à aménager



Le site est une zone de pâturage pour les animaux



La Piste à aménager

Etat de lieux du bas fond BF6



Présence des arbres et végétation sur le site du bas fond BF6



Le couvert végétal est sur un sol argileux. Nous remarquons que le sol est pauvre. Présence de quelques arbustes morts. L'eau crée un désordre sur le sol



Nous constatons le dessouchage des arbres dans le BF6. Ceci est dû à l'effet de l'eau sur le sol. Les racines sont visibles à l'œil nu. Nous pouvons conclure que le niveau de l'eau peut atteindre 1.00m.



Le bas fond a subi une dégradation du sol à cause de l'érosion. La piste est noyée dans le bas fond



A ce niveau, la piste est encore en bon état. Le côté amont et aval sont dégradés par l'effet de l'érosion sur le sol



A travers la perception visuelle, nous pouvons dire que le sol est argileux



Désordre crée par l'effet de l'eau sur le sol dans la zone d'étude

Annexe n°2 : Etude Hydrologique

Méthode d'ajustement sur les données pluviométriques suivant les lois statistiques

Données

Année	Pluie annuelle
1966	896,9
1967	876,7
1968	1128,2
1969	1152,1
1970	868,5
1971	931,1
1972	938,9
1973	942,4
1974	799,2
1975	883,6
1976	747,6
1977	503,3
1978	801,3
1979	824,0
1980	782,8

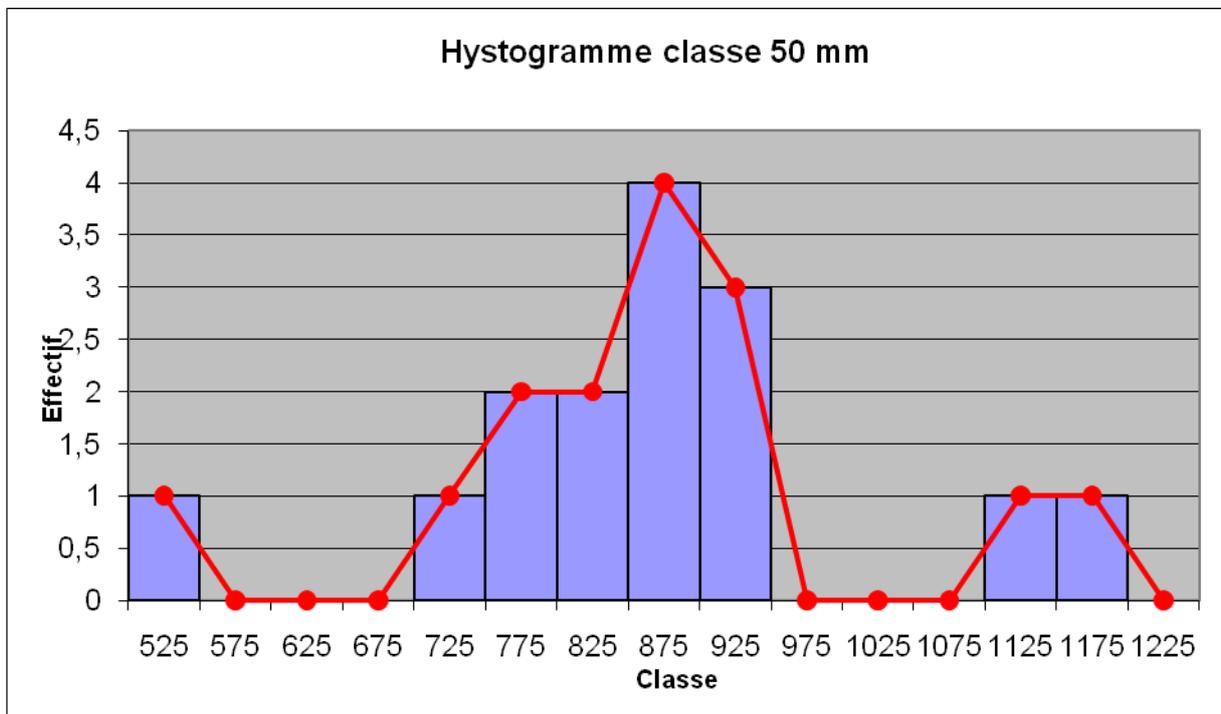
Année	Pluie journalière maximale (mm)
1966	49,2
1967	46,4
1968	59,2
1969	59,8
1970	53,6
1971	55
1972	72,8
1973	114,5
1974	115,8
1975	73,2
1976	59,3
1977	50
1978	56,8
1979	50,9
1980	56,5

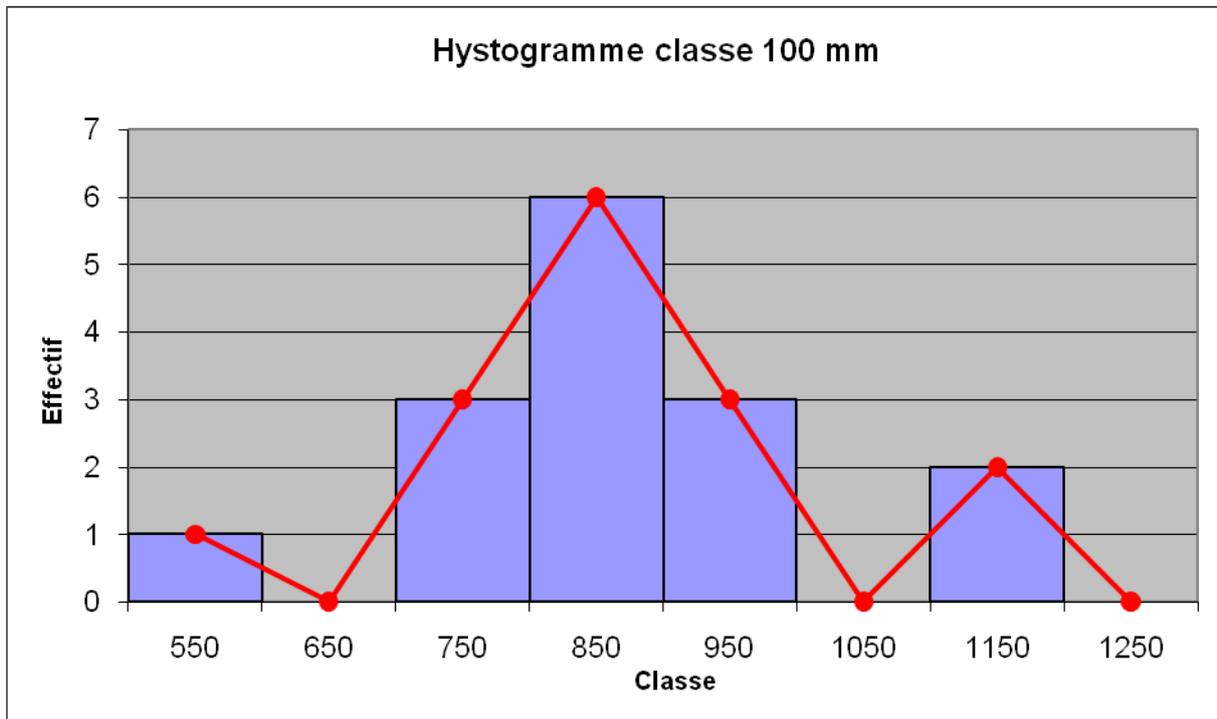
■ **Estimation de la pluie annuelle moyenne(Pan)**

Présentation de l'échantillon à partir des Paramètres description classique utilisés En Hydrologie

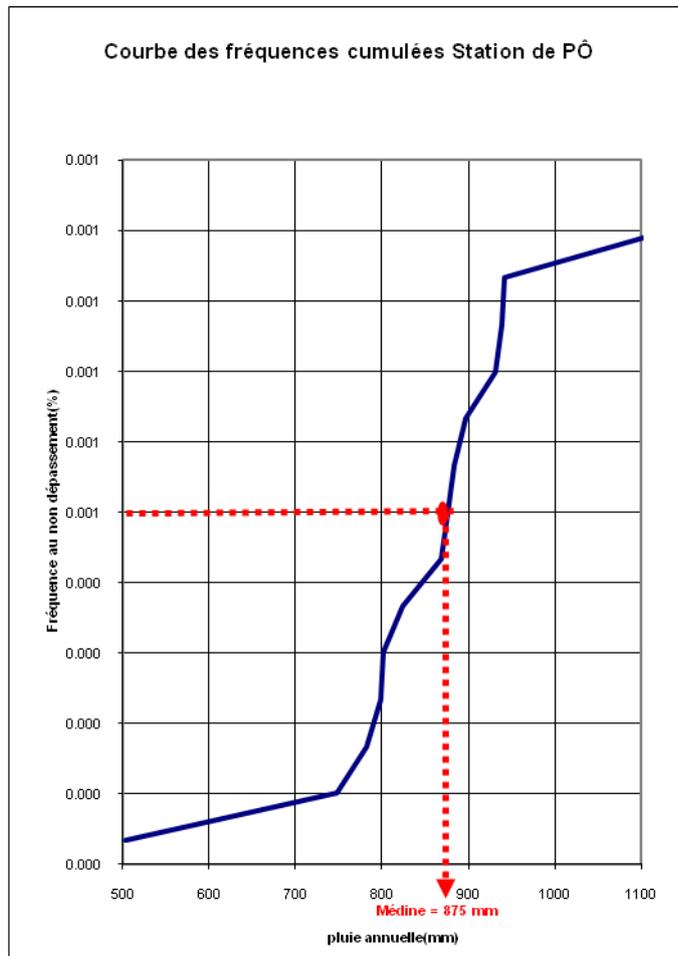
<i>moyenne</i>	872	mm
<i>écart-type</i>	153	mm
<i>coefficient de variation</i>	18%	
<i>pluie mini</i>	503,3	mm
<i>pluie maxi</i>	1152,1	mm

Histogrammes empiriques de l'échantillon par classe de 50 et 100 mm de pluie





La courbe des fréquences cumulées des pluies annuelles a été représentée en fonction des données pluviométriques cumulées de l'année



La médiane de l'échantillon est alors **875 mm**.

A partir des éléments précédemment déterminés nous proposons une famille de lois statistiques qu'il semble judicieux d'ajuster sur l'échantillon :

• **Mode** = 875 mm environ

• **Médiane** = 875 mm

• **Moyenne** = 872 mm

Donc mode = médiane \approx moyenne.

Il est raisonnable d'essayer d'ajuster une loi symétrique : **LOI NORMALE**

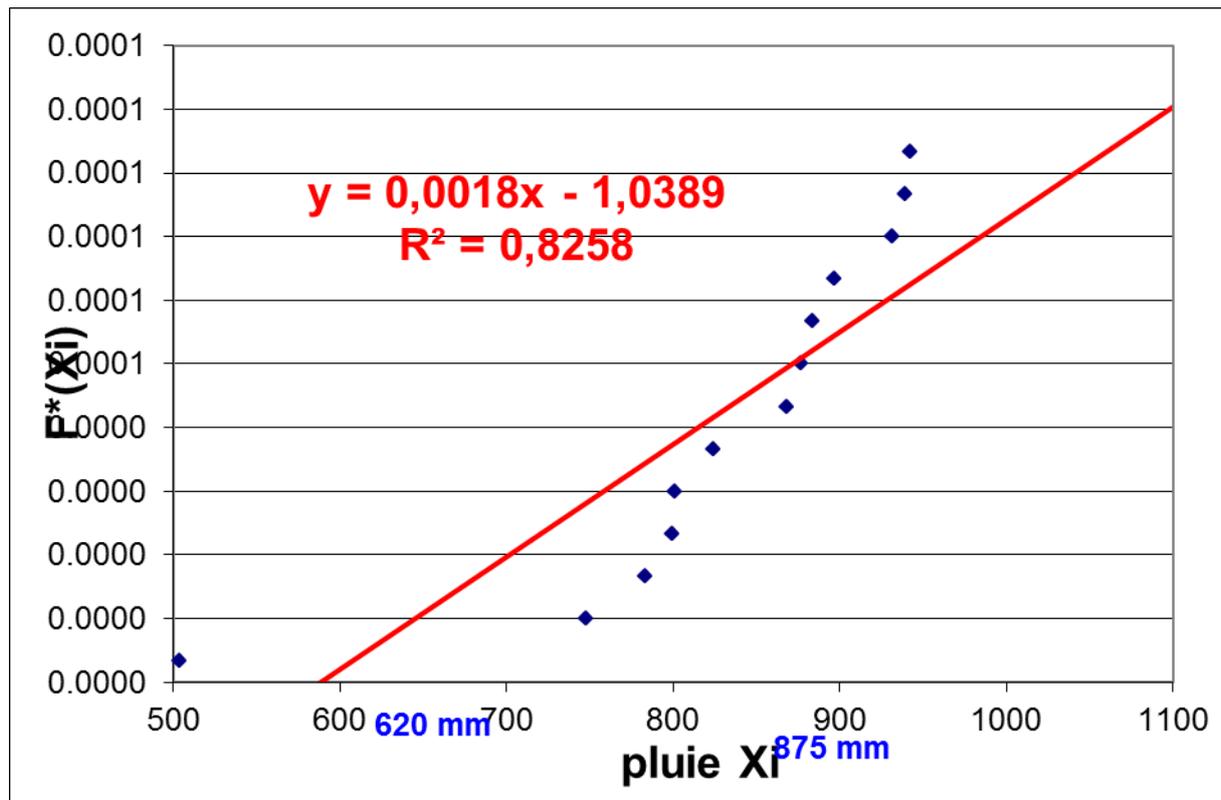
1. Ajustement d'une loi normal de manière graphique sur l'échantillon de pluie annuel :

Cela consiste à :

- Représenter les points $(x_i, F^*(x_i))$ sur papier GAUSS
- Ajuster une droite sur les points de telle sorte à avoir un nombre égal de points de part et d'autre.
- On détermine les paramètres (m et s) de la loi :

$F = 0,5$	$u = -1E-16$	$x = m = 872\text{mm}$
$F = 0,05$	$u = -1,64$	$x = 621,08\text{mm}$
$F = 0,95$	$u = 1,64$	$x = 1122,92\text{mm}$

Après résolution des équations : $m = 872 \text{ mm}$ et $s = 153 \text{ mm}$



Ajustement de la loi de GAUSS de manière graphique

2. Ajustement d'une loi de manière numérique sur l'échantillon de pluie annuelle

Traçons sur le papier de Gauss, la droite correspondante et choisissons une des 2 lois ajustées.

a. On détermine les paramètres de la loi à partir de l'échantillon :

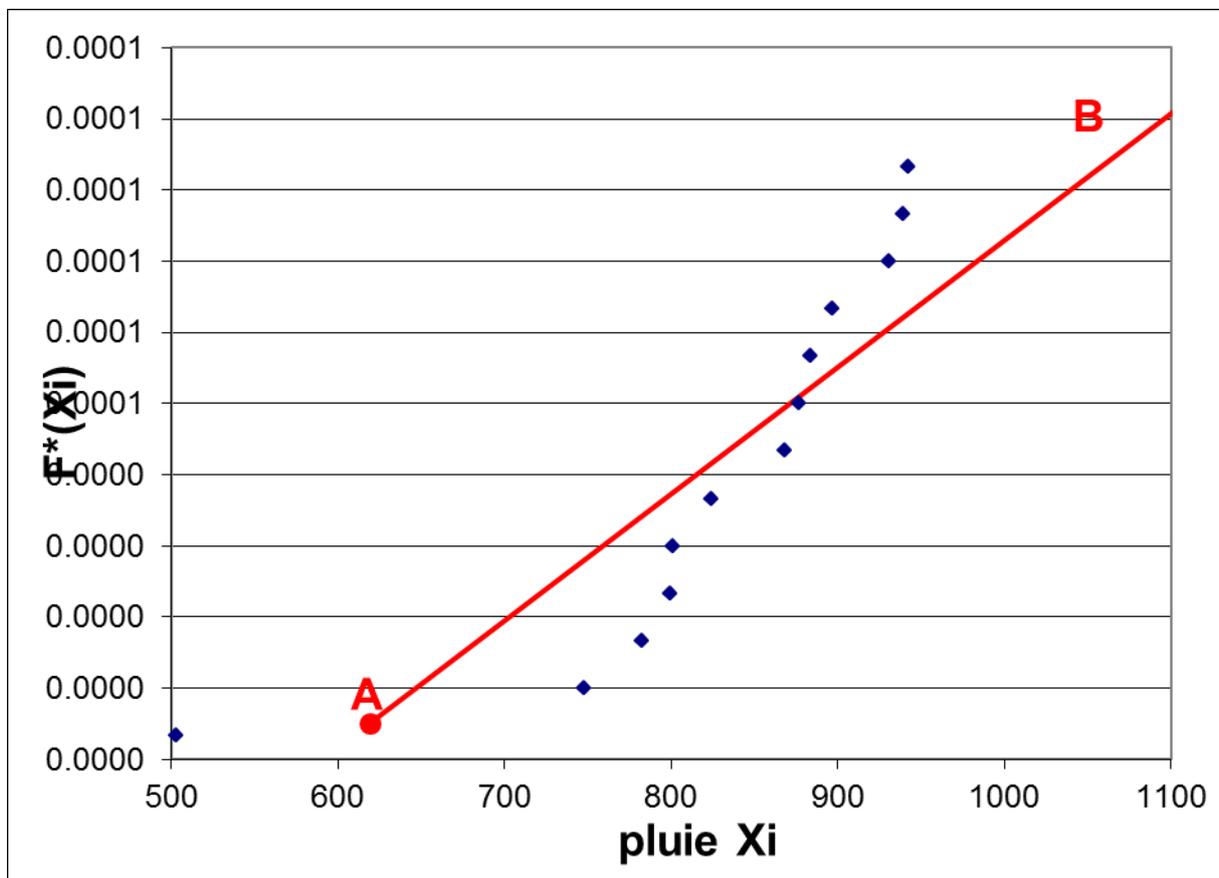
$$X_{\text{moyen}}=m=872\text{mm}$$

$$\text{Écart type}=\sigma=153\text{mm}$$

b. on calcule les coordonnées de 2 points A (X_1, F^*_1) et B (X_2, F^*_2)

$$F^*_1=0.05 \quad u_1=-1.6449 \quad X_1=m+\sigma u_1 \quad \text{d'où } X_1 = 619 \text{ mm}$$

$$F^*_2=0.95 \quad u_2=1.6449 \quad X_2=m+\sigma u_2 \quad \text{d'où } x_2 = 1124 \text{ mm}$$

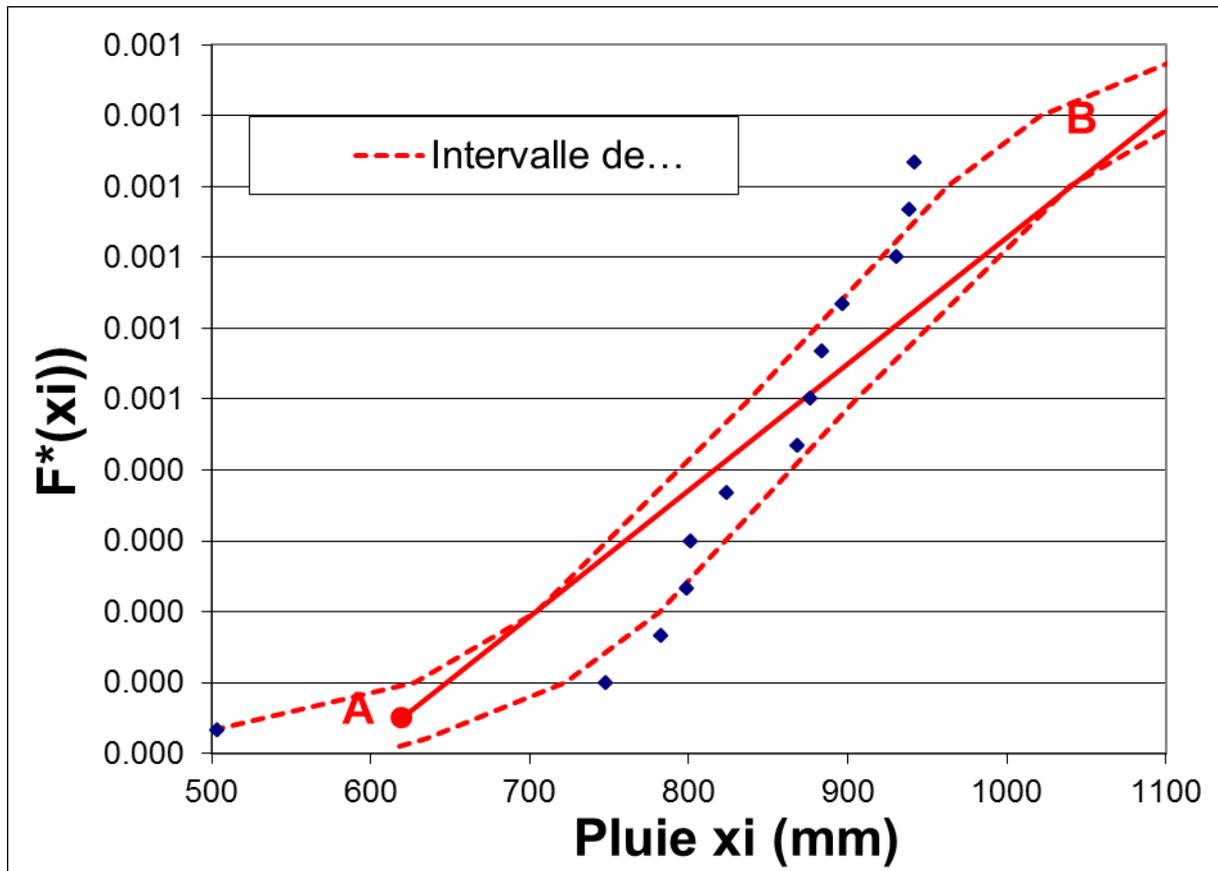


Ajustement de la loi de GAUSS de manière numérique

3. Représentons les intervalles à 80% associés aux valeurs observés et concluons :

a. On calcule les bornes de l'intervalle de confiance pour quelques points (au moins 5) dont $\beta[F(x_i)]$ est connu.

b. on trace les limites de l'intervalle de confiance point par point sur le papier GAUSS



Conclusion : il faut vérifier qu'il y a au moins 80% des points $[x_i, F(x_i)]$ à l'intérieur de l'intervalle choisi. Si tel n'est pas le cas, la loi choisie est rejetée et une autre loi plus appropriée est recherchée.

Dans notre cas, seuls 2 points sont en dehors de l'intervalle, donc la loi choisie est acceptée.

Intervalle de confiance à 90% et valeurs probables des quantiles.

	u	F	Ic	Valeurs probables	
				Min	Max
en année décennale sèche :	-1,28	0,1	55,7	619	731
en année normale :	0	0,5	41,3	830	1702
en année décennale humide :	1,28	0,9	55,7	1013	1124

Ic à 90% sur les valeurs calculées :k = 1,64

Période de retour	Probabilité au non	ui	XT	b[F(xi)]	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1,01010101	0,01	-2,33	514,7	3,84	298,3	216,5	813,0
1,02040816	0,02	-2,05	556,6	2,92	226,8	329,8	783,4
1,11111111	0,1	-1,28	675,1	1,76	136,7	538,4	811,8
1,25	0,2	-0,84	742,6	1,43	111,1	631,5	853,7
2	0,5	0,00	871,8	1,25	97,1	774,7	968,9
5	0,8	0,84	1000,9	1,43	111,1	889,9	1112,0
10	0,9	1,28	1068,5	1,76	136,7	931,8	1205,2
50	0,98	2,05	1187,0	2,92	226,8	960,2	1413,8
100	0,99	2,33	1228,8	3,84	298,3	930,6	1527,1

L'ajustement par la loi NORMALE nous donne une pluie moyenne de 871.8 mm ± 97.1 (Ic 95%).

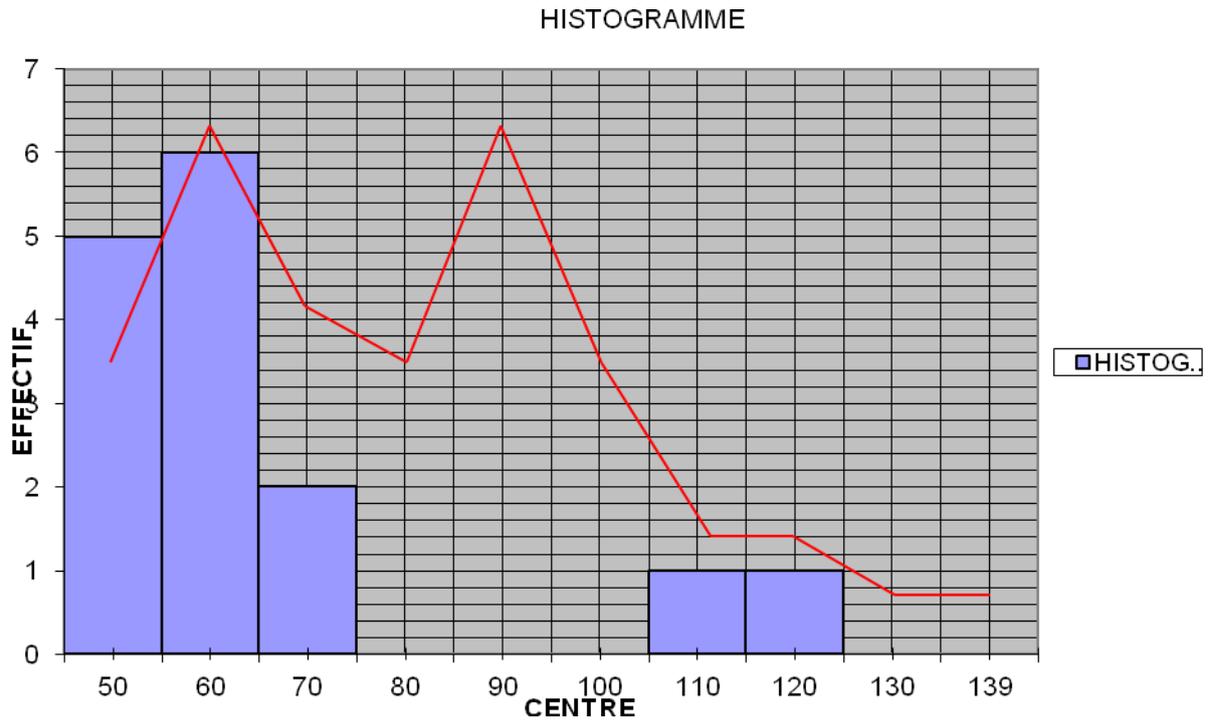
On a choisi l'ajustement de la loi normale de manière numérique sur l'échantillon d'où la précipitation annuelle ponctuelle est estimée est : $P_{an} = 970$ mm

■ **Estimation de la pluie journalière décennale :**

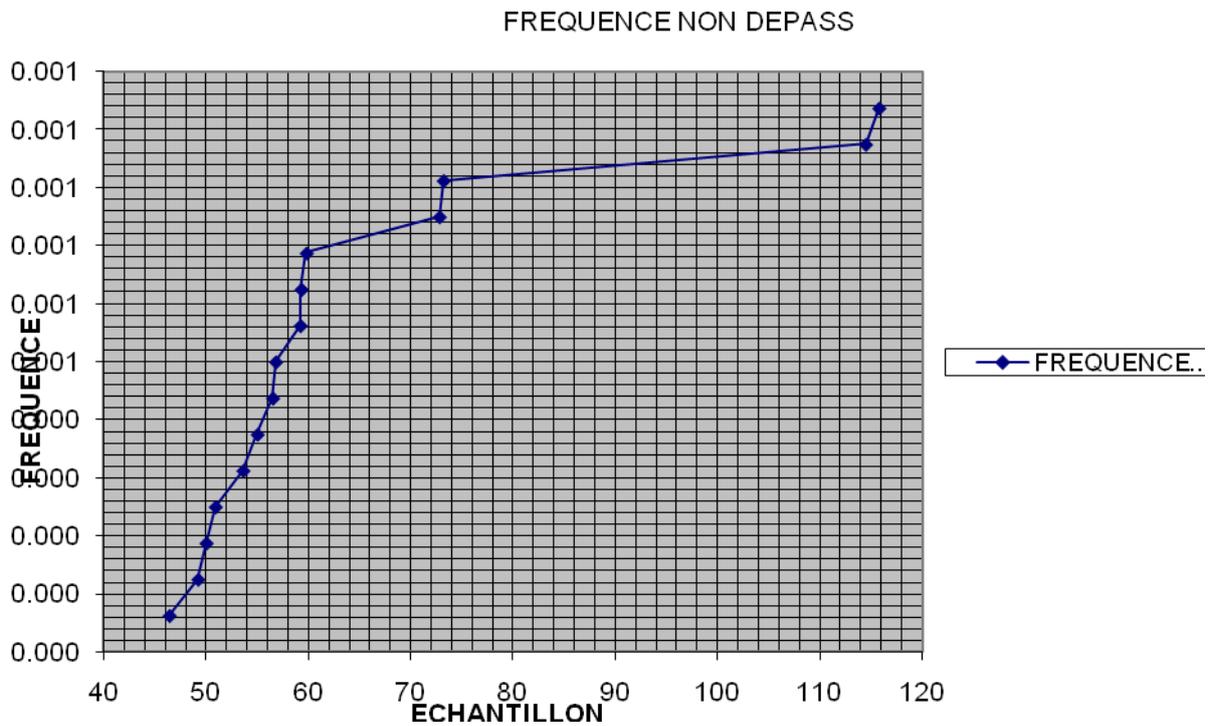
Présentation de l'échantillon à partir des paramètres de description classique utilisés En Hydrologie

<i>moyenne</i>	65	mm
<i>écart-type</i>	22	mm
<i>coefficient de variation</i>	0,34	
<i>pluie mini</i>	46,4	mm
<i>pluie maxi</i>	115,8	mm

- ✓ Histogramme de fréquence sur l'échantillon des pluies journalières maximales :



- ✓ Fréquence expérimentale de non dépassement avec la loi de WIBULL



✓ comparaison des valeurs centrales :

MOYENNE(m)	MODE(x0)	MEDIANE
65	60	56,8

Conclusion : la loi de distribution est celle de GUMBEL

✓ Ajustement numérique :

Pour tracer la droite correspondant à la loi de GUMBEL, il suffit de connaître deux points.

déterminons les paramètres de la loi de GUMBEL x_0 et s

$$x_0 = m - \alpha_n \cdot \sigma \text{ et } s = \beta_n \cdot \sigma \text{ avec } m=65 \text{ et } \sigma=22$$

m	σ	α_n	β_n	$x_0 = m - \alpha_n \cdot \sigma$	$s = \beta_n \cdot \sigma$
65	22	0,507	0,997	53,8245594	21,71396637

Selon le tableau faisons une interpolation pour la détermination des coefficients α_n et β_n correspondant à 15 échantillons. Nous trouvons les valeurs de $\alpha_n=0.507$ et $\beta_n=0.997$, nous obtenons $x_0=53.846$ et $s=21,934$ $x_i = x_0 + u_i \cdot s$; calculons les coordonnées de deux points assez éloignés en générale pour $F^*=0.1$ ET $F^*=0.95$. D'après la loi de GUMBEL, nous tirons l'expression de u_i telle que $u_i = -\ln(-\ln F_i^*)$

	F_i^*	u_i	x_i
A	0,1	-0,834	35,71
B	0,95	2,970	118,32

Avec les points A (35,71;0.1) et B (118,32;0.95) nous pouvons tracer la droite d'ajustement. Pour la suite des calculs nous choisirons l'ajustement numérique.

✓ Intervalle de confiance :

F(xi)	B(F)	ui	$x_0 + u^* . s$	$K.s.B(F(xi))/n^{0.5}$	ximin	ximax
0,05	1,46		53,82	5,57	48,25	59,40
0,1	1,3	-0,83	35,71	4,96	30,75	40,68
0,2	1,24	-0,48	43,49	4,73	38,76	48,22
0,5	1,44	0,37	61,78	5,50	56,29	67,28
0,7	1,84	1,03	76,21	7,02	69,19	83,23
0,8	2,24	1,50	86,39	8,55	77,85	94,94
0,9	3,16	2,25	102,69	12,06	90,63	114,75
0,95	4,46	2,97	118,32	17,02	101,30	135,34
0,98	7,08	3,90	138,55	27,02	111,53	165,57

Conclusion : nous constatons que 13 points sur 15 points de nuages sont dans la zone de confiance, dont plus de 80% de valeurs de l'échantillon se trouve à l'intérieur de l'intervalle tracé. Ce qui nous permet de valider la loi.

Période de retour	Probabilité au non	ui	XT	b[F(xi)]	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1,05263	0,05	-1,64	61,2	1,46	8,2	53,0	69,4
1,11111	0,1	-1,28	62,0	1,3	7,3	54,7	69,3
1,25	0,2	-0,84	63,0	1,24	7,0	56,0	69,9
2	0,5	0,00	64,9	1,44	8,1	56,8	72,9
3,33333	0,7	0,52	66,0	1,84	10,3	55,7	76,4
5	0,8	0,84	66,8	2,24	12,6	54,2	79,3
10	0,9	1,28	67,7	3,16	17,7	50,0	85,5
20	0,95	1,64	68,6	4,46	25,0	43,5	93,6
50	0,98	2,05	69,5	7,08	39,7	29,8	109,2

La pluie journalière décennale déterminée sur la base des données de pluie maximales journalières par la loi de GUMBEL nous donne une pluie journalière décennale de $64,9 \pm 8,1$ mm (Ic 95%)

On a choisi l'ajustement de la loi de GUMBEL de manière numérique sur l'échantillon d'où la précipitation décennale ponctuelle estimée est de : $P_{10} = 75$ mm

Annexe n°3 : Etude Hydraulique

3.1. Calcul Hydraulique du dalot

3.1.1. Dimensionnement Hydraulique

■Etape 1 : Calcul du débit à évacuer

Le débit retenu est $Q_{100}=217.51\text{m}^3/\text{s}$ sur une superficie de 325 km^2 du bassin versant.

■Etape 2 : Calcul de la profondeur en amont H1

La profondeur de la dépression est de 1,45m.

La vitesse limite est de 3m/s.

Fixons la hauteur du dalot $D=3,00\text{m}$.

Cherchons la largeur correspondante en posant l'équation de continuité $Q = V_{\max} \cdot A$

$$A = D \times L \Rightarrow L = \frac{Q}{V_{\max} D} = 217,51 / (3 \times 3)$$

$$L = 24,16\text{m}$$

On se propose de diviser cette largeur en 10 cellules de 5,00 m chacune. On aura donc un dalot de type $n \times B \times D = 10 \times 5 \times 3$.

Afin d'améliorer les conditions d'entrée de l'eau dans l'ouvrage, nous optons pour un dalot avec mur incliné de 45° .

Le débit passant par chaque cellule est de $q=Q/10=217,51/10=21,75\text{ m}^3/\text{s}$

Calcul de la profondeur d'eau en amont H :

$$Q^* = q/A \sqrt{2gD} = 21,75/4 \times 3 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3} = 0,18 \Rightarrow H^*1 = H1/D = 0,6 \Rightarrow H1 = 0,6 \cdot D = 1,80\text{ m}$$

La profondeur d'eau à l'amont est donc de 1,80 m ce qui est inférieur à la hauteur du dalot ; il y'aura donc pas de passage d'eau sur l'ouvrage. Profondeur parfaitement acceptable.

■Etape 3 : Calcul de la pente critique I_c :

Le débit réduit

$$Q^* = q / (\sqrt{g} \cdot B^5) = 21,75 / (\sqrt{9,81} \times 5^5)$$

$$Q^* = 0,12 \Rightarrow I_{cri}^* = (I_{cri} \cdot K^2 \cdot B^{1/3}) / g = 2.7$$

En prenant $K = 70$ on détermine $I_{cri} = (9,81 \times 2,7) / 70^2 \times 5^{1/3} = 0,0034$

■Etape 4 : Calcul de la vitesse V dans l'ouvrage :

$$\text{Le débit réduit } Q^* = q / (K \times I_{cri}^{1/2} \times B^{8/3})$$

$$= 21,75 / (70 \times (0,0034)^{1/2} \times 5^{8/3})$$

$$= 0,0975 \Rightarrow V^* = V / (K \times I_{cri}^{1/2} \times B^{2/3}) = 0,26$$

$$V = V^* \times K \times I_c^{1/2} \times B^{2/3} = 0,26 \times 70 \times 0,0034^{1/2} \times 5^{2/3}$$

$$V = 2,99 \text{ m/s}$$

■Etape 5 :

La vitesse est acceptable, donc on retiendra un dalot cadre de section : $10 \times 5 \times 3$

3.2. Calcul hydraulique du pont**3.2.1. Dimensionnement Hydraulique****a. Détermination du débouché linéaire de l'ouvrage**

Dans le souci de réduire les risques liés à l'érosion, la vitesse d'écoulement maximale est limitée à 2,5 m/s. La détermination de la longueur d'ouvrage se doit de respecter cette condition, connaissant le débit transitant sous l'ouvrage.

A cet effet, la formule de Lacey ("Guide to Bridge Hydraulics"), définie comme suit, permet d'estimer le débouché linéaire de l'ouvrage en fonction de la crue de projet :

$$L = 0,3048 \cdot \sqrt{35,315 \cdot b \cdot \sqrt{Q}}$$

Avec : L : largeur en m

Q : débit en m^3/s

b : facteur dépendant la nature du terrain

Les deux premiers facteurs sont des facteurs de conversion des unités de mesure du système anglais au système métrique international.

La valeur de b est fixée à 1,8 correspondant à des sites de matériaux argileux.

Le débouché linéaire obtenu par application de cette formule en considérant une période de retour centennale, est présenté dans le tableau ci-après.

Débit centennal(Q100)	Débouché linéaire (L en m)	Longueur adopté (L en m)
217,51	48,08	50

Le pont a donc un débouché linéaire de 50 m

b. Détermination des plus hautes eaux (PHE)

NPHE=197.40 m et NPBE=194.06 m

Avec :

NPHE : niveau des plus hautes eaux

NPBE : niveau des plus basses eaux

PHE : plus hautes eaux

$PHE = NPHE - NPBE = 241,51 - 240,06$

$PHE = 1,45 \text{ m}$

La côte des PHE est 241,51 m

c. Détermination des tirants d'air

Un cours d'eau transporte souvent des détritits et corps flottants qui peuvent obstruer la section découlement sous le pont et mettre en danger l'ouvrage étant entendu que le tablier du pont n'est pas dimensionné pour supporter des charges horizontales importantes. En plus toute submersion du pont peut entraîner l'interruption du trafic et des risques de destruction des remblais d'accès.

Le tirant d'air est prévu pour diminuer les risques d'obstruction progressive du débouché du pont, dus aux transports solides (corps flottants, branchages, etc.) pouvant être charriés par le cours d'eau.

C'est ainsi que pour des ouvrages de longueur inférieure ou égale à 50 m, NGUYEN VAN TUU préconise, dans son ouvrage intitulé Hydraulique routière, de prendre les valeurs suivantes :

1,00 m en zone désertique ou subdésertique ;

1,50 m en zone de savane ;

2,00 m en zone à végétation arbustive dense ;

2,50 m en zone forestière.

Nous prenons un **tirant d'air de 1,50 m**

d. Calcul de la surélévation du niveau de l'eau

La surélévation du niveau de l'eau est causée par l'étranglement de la section d'écoulement des cours d'eau provoqué par les ouvrages d'art et leurs remblais d'accès. C'est une différence de hauteur d'eau entre l'amont et l'aval de l'ouvrage qu'il convient de calculer afin de définir les dispositifs de sécurité et de garantir la pérennité des aménagements.

Elle est calculée par la formule :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} - \alpha \frac{V^2_{AM}}{2g} + \Delta hf$$

Avec

Q: débit de la crue du projet en m³/s.

S: débouché du pont correspondant à Q en m².

C: coefficient de débit.

V: vitesse moyenne de l'écoulement à l'amont en m/s.

α : coefficient représentant la distribution des vitesses dans la section considérée.

Δhf : perte de charge par frottement en m.

• Calcul du premier terme : la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont $Q^2/2gC^2S_0^2$.

Notre pont a un débouché linéaire $B_0=50$ m, avec deux travées de 25,00 m.

L'ouvrage est à culées verticales avec des murs en ailes, remblai taluté à 1/1. Nous avons une pile constituée de 3 pieux de diamètre $p=0,85\text{m}$. La cote naturelle de la ligne d'eau au droit du franchissement est $Z_n=241,51\text{m}$, la largeur moyenne des culées est $b=14,00\text{ m}$.

Le coefficient de transfert au pont est : $T_o=K_o.S_o.R_o=5991,84\text{m}^3/\text{s}$.

Le coefficient de transfert relatif est : $m=1 - \frac{T_o}{T_{AM}}=0,8$

Le coefficient de débit C est donné par:

$$C=C_c.CE.C\Phi.CP.CF.Cy.Cx.Cs.$$

C_c : coefficient de contraction il dépend de m et de b/B ;

CE : coefficient dû aux conditions d'entrée

$C\Phi$: coefficient de biais. Ici le courant d'eau est perpendiculaire à l'axe du pont; d'où l'angle de biais est nul.

CP : coefficient dû à la présence des piles

CF : Coefficient dû à l'influence du nombre de FROUDE

Cy : coefficient dû à l'influence de la profondeur relative d'eau au droit du pont

Cx : coefficient dû à l'excentrement du pont par rapport au champ d'écoulement majeur

Cs : coefficient dû à la submersion éventuelle du tablier qui, ici n'intervient pas car le pont ne sera pas submergé.

On obtient :

$$C=0,78 \times 1,05 \times 0,94 \times 1 \times 0,90 \times 0,7 \times 1 = 0,48$$

$$\text{On a donc } Q^2/2gC^2S^2 = 0,35\text{m}$$

La pression dynamique $\alpha V^2/2g$ avec

$$\alpha = S_{AM}^2 / (T_{AM}^3 (K^3 R^3 S)) = 1$$

$$\alpha V^2/2g = 0,08\text{m}$$

La perte de charge par frottement est $\Delta_{hf}=0,02\text{m}$

On a, en définitive, $\Delta_z = 0,35 + 0,08 + 0,02 = 0,72\text{m}$

d. Détermination de la côte minimale intrados

La côte est donnée par : la côte naturelle de l'eau + le tirant d'air + la surélévation du niveau de l'eau. La côte d'intrados sera de **243,46 m**.

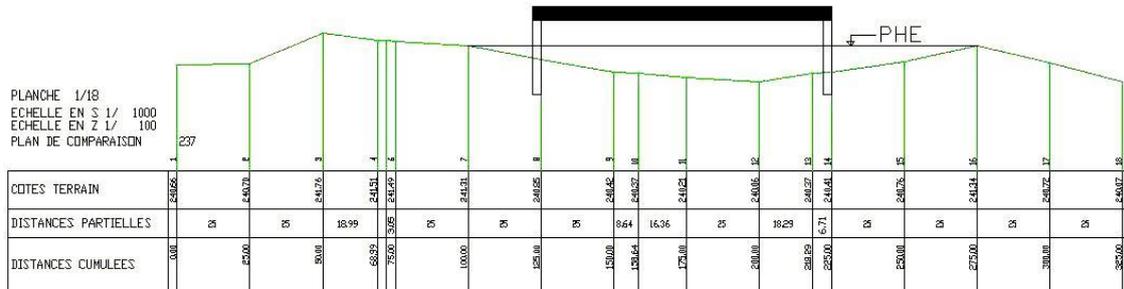


Figure 5 : Calage de l'ouvrage

e. Calcul des affouillements et protections

Dans le souci de se prémunir contre les risques d'affouillements éventuels plutôt, que de calculer avec une précision illusoire un phénomène qui est surtout du ressort des statistiques, nous avons préféré utiliser la méthode dite « enveloppe » qui fournit des valeurs certes par excès, mais plus fiables.

Cette méthode est tirée par C.S. DUNN et exposée dans le document « Hydraulique routière » peut se résumer de la façon suivante :

- Une profondeur appelée « profondeur normale d'affouillement » qui est celle se produisant dans le lit uniforme et résultant d'une modification du débit.
- Une profondeur d'affouillement local due à la présence des piles

➤ Calcul de la profondeur Normale d'Affouillement

Lits à sédiments fins (d90<6mm)

D'après les extraits des données publiées en 1968 par HAYNIE et SIMONS : la profondeur normale d'affouillement H_N au-dessous du niveau d'équilibre du lit est donnée par la relation :

$$H_N = 0,48Q_0^{0,36} - A/B_m$$

Avec :

Q_0 = débits de projet en m^3/s

A = section mouillée en m^2 correspond aux PHE du projet et ne tenant pas compte de la profondeur H_N d'affouillement.

B_m = largeur au miroir (en m) du lit mineur de la rivière correspondant à la crue de projet.

L'application numérique fournit la valeur d'affouillement suivante :

$$H_N = 0,48 * 217,510,36 - 72,5/60$$

$$\mathbf{H_N = 2,12m}$$

➤ Calcul de la profondeur d'Affouillement Local due à la présence des piles

BREUSERS (1995) a proposé la formule empirique suivante : $H_L = 1,4.P$ dans laquelle :

H_L profondeur locale d'affouillement autour d'une pile, mesurée au-dessous du lit moyen (m)

P = largeur de la pile projetée sur un plan perpendiculaire à l'écoulement (m).

La largeur des piles a aussi une influence sur cet affouillement.

Pour des piles de largeur 0,85m on a :

$$H_L = 1,4 * 0,85 = 1,20 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_L = 1,20 m}$$

Conclusion

La profondeur totale d'affouillement prévisible est la somme de la profondeur d'affouillement normal et de la profondeur d'affouillement local. Donc les fondations de l'ouvrage devraient être descendues à une profondeur suffisante pour être à l'abri des affouillements. On prendra comme profondeur d'affouillement :

Pour les piles : $HAP = HAN + HAL = 2,12 + 1,20 = \mathbf{3,32 \text{ m}}$;

Pour les culées : $HAC = HAN = \mathbf{2,12 \text{ m}}$.

➤ Protection contre les affouillements

Nous préconisons un tapis de gabion semelle de 0,50m de profondeur sur toute la surface du pont pour assurer une certaine sécurité contre les affouillements et circonstances imprévisibles comme la formation de méandres.

3.2.2. Choix du type de pont

Nous avons plusieurs types de variante de pont à savoir :

a. Le pont en béton : Il comprend

■ Le pont en béton armé :

Les différents ponts en béton armé, possible d'être envisagé sont :

- Le Pont Dalle : Pont possédant des portées économiques variant entre 10 et 15 m voire même 18 m pour une seule travée. Ce qui le rend non économique pour les grandes portées (cela nécessite un nombre important de piles et donc des fondations très coûteuses). Il présente l'avantage d'être constitué de tabliers simples qui ne nécessitent ni une main d'œuvre spécialisée ni un coffrage compliqué. Cependant il consomme plus de béton et d'acier nécessite des coffrages encombrants et sont très sensibles aux tassements différentiels
- Le Pont en Arc et le Pont à Béquilles Obliques : Ce type d'ouvrage nécessite un sol de fondation de bonne qualité.
- Le Pont à Poutres sous chaussée : il est caractérisé par des portées économiques variant entre 15 à 25 m pour chaque travée et il présente l'avantage de comporter des éléments préfabriqués, ce qui permet de réduire le nombre d'échafaudages et d'augmenter le rendement des ouvriers. Cependant il devient très coûteux pour les portées qui dépassent 25m ou 30m au maximum.

■ **Le pont en béton précontraint :**

Les divers types de pont en béton précontraint qui peuvent être utilisés sont les suivants:

- Pont dalle en BP : Son tablier présente les mêmes avantages que les pont dalles en béton armé avec toutefois la possibilité d'atteindre une portée variant de 20 à 50 m mais le problème d'encombrement des échafaudages se pose toujours.
- Pont à poutres continues en BP

b. Le Pont métallique

Il présente l'avantage d'être économique pour des petites portées. Mais lorsque celles-ci deviennent importantes, ce type de pont est rarement sollicité car d'une part, le coût de l'acier est très élevé et d'autre part, les frais d'entretien et de maintenance élevés représentent, dans la plupart des cas, une entrave pour le choix de ce type de construction.

L'un des inconvénients du pont métallique est sa faible durabilité car mises à part les erreurs de conception, les deux principales causes de son altération dans le temps sont la corrosion de l'acier et le phénomène de fatigue.

c. Le pont mixte acier-béton

Les poutres étant en acier, ce type de pont présente un coût de construction élevé. Sa structure est aussi très sensible aux tassements différentiels. Ce type d'ouvrage exige un entretien régulier et est sensible à la corrosion.

Compte tenu du coût élevé de l'acier, de la nécessité de l'entretien permanent, nous écartons le pont métallique et le pont mixte. Notre choix se portera donc sur une variante de pont en béton.

Le choix se fera parmi l'offre des diverses solutions de ponts courant en béton. Notons que ces ouvrages pourront être construits par coulage en place du béton ou par préfabrication, totale ou partielle. Le tableau ci-dessous présente différents types de pont en béton à tablier sur appui simple et leur gamme de portée.

Tableau 13 : Tablier sur appui simple et leur gamme de portée

	Pont Dalle	Pont à nervure	Pont à poutre	Pont à poutrelle enrobé
Gamme courante	8-25m	25-45m	15-30m	8-25m
Gamme étendue	7-30m	25-50m	10-50m	8-30m

Conclusion :

La brèche du cours d'eau à franchir ayant une largeur de 50,00 m, nous retenons comme variante² un pont à poutre en béton armée à 2 travées isostatiques de 25,00 m de portée.

Annexe n°4 : Pré dimensionnement des variantes

4.1. Pré dimensionnement de la variante1 : le dalot cadre

Pour le pré-dimensionnement, on peut se baser sur les indications suivantes : lorsque l'ouverture du cadre varie de 3 à 10 mètres :

- L'épaisseur de la traverse supérieure, est calculable par la formule

$$E = l/32 + 0,125 \text{ (avec un minimum de 0,30 m).}$$

Dans notre cas, la largeur $l = 5,00\text{m}$, d'où

$$E = 5/32 + 0,125 = 0,28 \text{ on opte pour } E = 0,30\text{m.}$$

- L'épaisseur des pieds droits et de la traverse inférieure E_i dépendent de la déformation du sol de fondation. Elles sont lues sur les abaques présentés à la figure suivante ; ceux-ci permettent de déterminer leurs épaisseurs respectives en fonction de l'ouverture biaise $"/$ et du "module de pseudo-élasticité" du sol "ESOL".

A défaut de valeur plus représentative tirée d'essais en place, on pourra adopter les valeurs indiquées dans le tableau ci-après, qui, bien que très approximatives, sont néanmoins suffisantes pour un dimensionnement des épaisseurs.

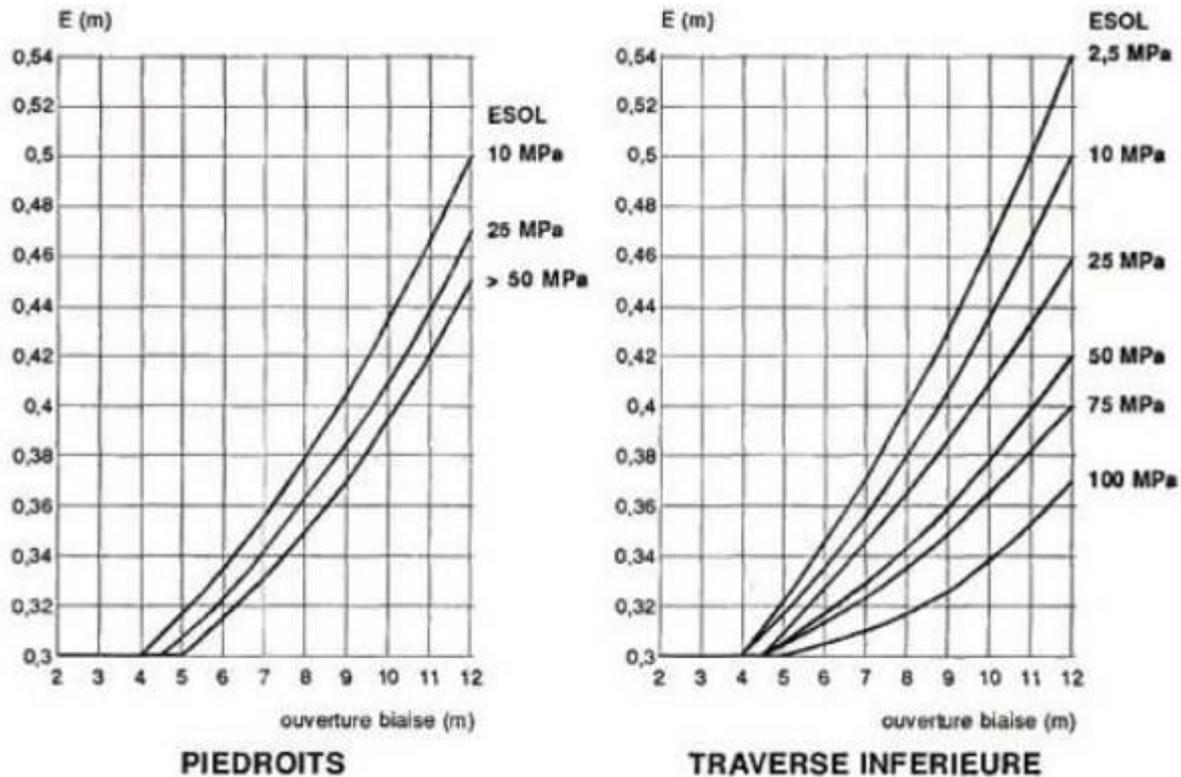
Dans le doute, il est bien entendu conseillé de prendre une valeur approchée par défaut plutôt que par excès.

	Argile	Limon	Sable	Grave	Rocher	
Sur consolidé ou très serré	80	70	180	300	Très peu fracturé	1600
Normalement consolidé ou normalement serré	55	50	150	170	normal	1000
Sous consolidé altéré et remanié ou lâche	30	15	30		Très fracturé	800
					Très altéré	160

Il est à noter que ces règles de dimensionnement ont été établies dans les conditions suivantes :

- ouvrage recevant des charges d'exploitation sans caractère particulier relevant du fascicule 61, titre II, du C.C.T.G. ;
- ouvrage constitué d'un béton de classe minimale B25, c'est-à-dire de résistance caractéristique au moins égale à 25 MPA (Cf. § 3.1.1) ;
- ouvrage justifié selon la condition d'une fissuration peu préjudiciable ;
- ouvrage ne comportant pas une couverture de remblai sur la traverse supérieure ;

- ouvrage soumis à l'action horizontale et symétrique d'un remblai de caractéristiques normales (masse volumique de 1,8 à 2,0 t/m³ ; coefficient de poussée de 0,25 à 0,50).



Dans notre cas ESOL=50MPa car nous avons du limon normalement consolidé ou normalement serré. En lisant dans les abaques on trouve :

.Piédroits : E=0.30m

.Traverse inférieur : E=0.30m

Cependant dans notre cas l'ouvrage étant sous un remblai de 0,50m, un supplément d'efforts est apporté à la structure. On estime d'abord, au moyen des abaques de la figure 97, les valeurs qui seraient suffisantes si le remblai n'existait pas, soit E_{i0} . On majore ensuite chaque épaisseur selon la formule approximative :

$$E_i = E_{i0} \sqrt{1 + (H \cdot d^2 / 2000 \cdot E_{i0}^2)}$$

Avec : E_{i0} épaisseur résultant de la lecture des abaques

H hauteur du remblai (m)

d ouverture de l'ouvrage

On a :

.Piédroits :

$$E=0,3\sqrt{1+(0,5.5^2/2000.0,3^2)} = 0,310\text{m}$$

.Traverse inférieur :

$$E=0,3\sqrt{1+(0,5.5^2/2000.0,3^2)} = 0,310\text{m}$$

Pour la suite nous optons pour une épaisseur des piédroits et de la traverse inférieure égale à 0,30 m.

4.2. Pré dimensionnement de la variante 2

Le pré dimensionnement consiste à déterminer de prime abord, les dimensions de l'ouvrage. Ces dimensions seront ensuite vérifiées à partir de calculs de structures.

Les éléments à pré dimensionner sont : les poutres, les entretoises, les dalles, le chevêtre, les semelles, les piles, les culées, etc.

Chaque élément d'ouvrage, pour chaque variante, a été pré-dimensionné tel que ci-dessous présenté (CALGARO 2000); les résultats du pré-dimensionnement ont conduit à la représentation de chaque variante et à leur dimensionnement.

Conception transversale

Le profil en travers de la plate-forme est de 9,00 m de largeur comprenant une chaussée à 2 voies de 7,00 m et deux trottoirs de 1m chacun.

4.2.1. Pré-dimensionnement du Tablier

Conception générale

L'ouvrage retenu dans le cadre de notre étude est un pont à poutres en béton armé de deux (2) travées isostatiques de 25 mètres de portée chacune. Une schématisation sommaire est présentée par la figure 6 ci-dessous :

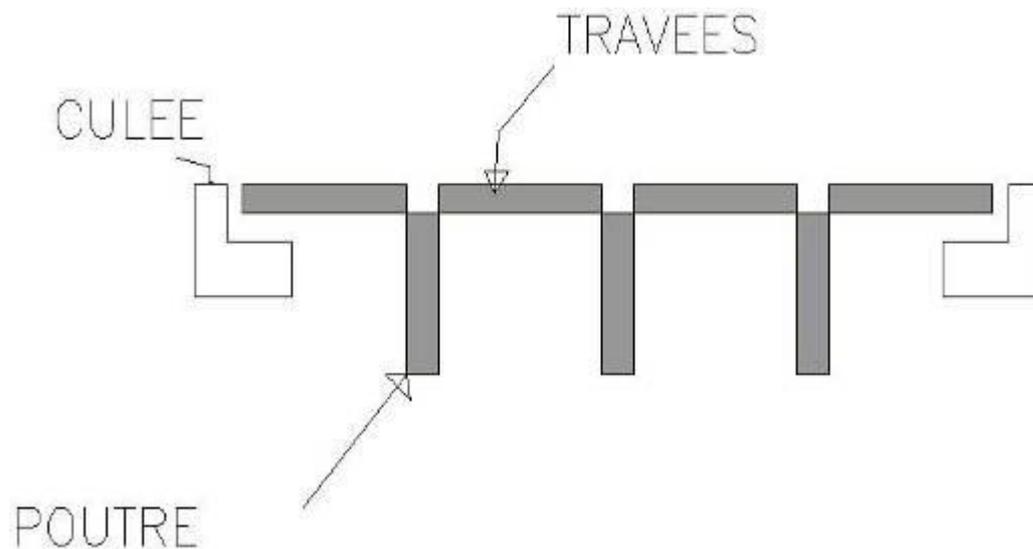


Figure 6: Morphologie de l'ouvrage

a. La poutre

L'élanement des poutres (h/l) est compris entre $1/15$ et $1/17$; soit à déterminer de prime abord la portée de la poutre avant toute chose. Il est à noter que cette hauteur inclut l'épaisseur de l'hourdis.

$$\frac{1}{17} \leq \frac{H_p}{L_c} \leq \frac{1}{15}$$

Où L_c est la longueur de travée de calcul qui est égale à la longueur de la poutre moins la longueur des deux abouts.

Dans notre cas $L_c = 25\text{m}$

$$\text{On a : } \frac{25}{17} \leq H_p \leq \frac{25}{15}$$

$$1.47 \leq H_p \leq 1.66 \text{ ,}$$

Nous retenons : $H_p = 1,5 \text{ m}$ pour minimiser la quantité d'acier.

Quant à l'épaisseur de l'âme, elle est définie par l'épaisseur exploitable pour le ferrailage qui varie entre 25 et 30cm (cas des poutres pleines), nous optons pour une épaisseur de 30 cm.

Le nombre de poutres est défini en fonction de la largeur totale du pont (cf. tableau suivant).

Largeur du pont	< 6,00 m	6,00 à 9,00 m	9,00 à 11,00	11,00 à 14 m
Nombre de poutres	2	3	4	5

La largeur du pont comprend la largeur de la chaussée et la largeur des deux trottoirs. Dans notre étude le nombre de poutres est égal à trois (3) car la largeur totale du pont est de 9,00 m ($L_{\text{chaussée}}=7,00\text{m}$ et $L_{\text{trottoirs}}=2 \times 1,50\text{m}$)

Selon le dossier PA 78 de la DRCR, Pour une portée de 25 m avec une disposition en section transversale de trois poutres et une largeur de la plate-forme de 9 m ; nous adoptons un espacement uniforme entre poutres de 3 m (on a $9/3=3,00\text{m}$).

b. Hourdi

L'épaisseur du hourdi est généralement comprise entre : $0,15 < h_d < 0,25$

Nous optons pour une épaisseur de 0,20m.

c. Entretoise

La hauteur des entretoises obéit à la formule suivante : $h_e = 0,8 \times h_{\text{poutres}}$.

On a : $h_e = 0,8 \times 1,2 = 0,96 \text{ m}$

L'épaisseur, quant à elle, varie entre 0.2 m jusqu'à 0.4 m.

On adopte comme épaisseur 0,2m.

L'espacement entre entretoises est de 5m et on a 5 entretoises par travée.

La longueur des entretoises est généralement fixée par l'espacement des poutres principales qui les relient transversalement. Dans notre cas, l'espacement entre axes des poutres est de 3,00 m et en retranchant l'épaisseur de l'âme au niveau de l'appui, on trouve une longueur de $3,00 - 0,30 = 2,70 \text{ m}$ entre deux poutres.

3.2.2. Les Piles

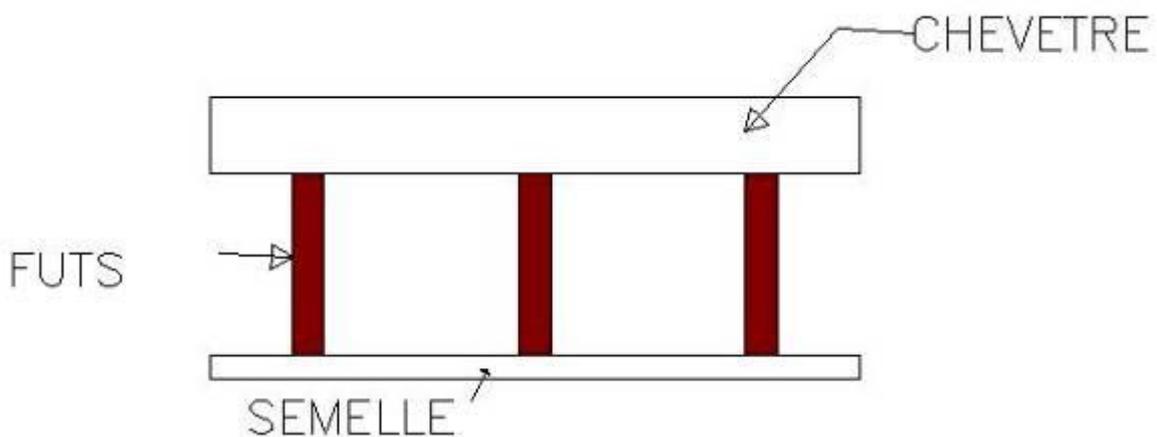


Figure 7: Schéma transversale de la pile du pont

Notre pont est constitué d'une (1) pile de trois (3) fûts de diamètre 0,85m

a. fûts

Chaque fût a une longueur de 0,85 m, une largeur de 0,85 m, la hauteur étant variable.

b. Chevêtres

Elle a pour longueur 9m, pour la hauteur elle doit être supérieure à 0,80 m pour des raisons de robustesse. Nous retenons une hauteur de 1,00 m

Largeur dépend de la dimension des colonnes, de la zone d'about et de l'espacement des abouts entre les travées on a :

About chevrete = 0,50 m

About poutre = 0,40 m

Espacement des travées : 0,10m

Une largeur de 1,60 m s'avère être suffisante

4.2.3. Les Culées

Elles permettent d'assurer une liaison entre le pont et les remblais ; on distingue deux sortes de culées à savoir les culées enterrées et les culées remblayées. Pour notre projet nous optons pour des culées enterrées, ce type de culée s'adapte facilement pour tout type de fondation et à n'importe quelle hauteur de remblais.

La culée d'un pont est constituée de plusieurs éléments à savoir :

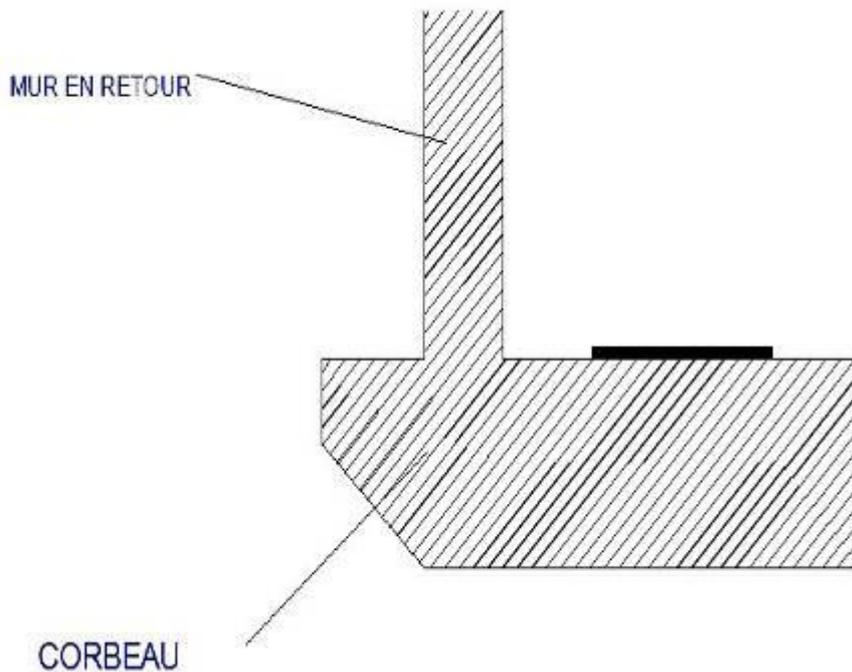
a. Sommier d'appui (chevêtre)

Figure 8 : Le sommier d'appui

Sa longueur dépend directement de la largeur du tablier. On prend une longueur de 9 m.

Sa hauteur doit être supérieure à 0,80 m pour des raisons de robustesse ; nous retenons une hauteur de 1,00m.

Le chevêtre doit être assez large pour la zone d'about, l'implantation du mur garde grève et le corbeau.

Les éléments porteurs étant directement au-dessous des appareils d'appuis, l'épaisseur du sommier sera égale à celle du voile. Une largeur de 1,5m s'avère suffisante.

b. Mur garde grève

Sa longueur est égale à la largeur du tablier c'est-à-dire 9,00m.

Sa hauteur dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

Pour notre cas, on prend une hauteur du mur de 1,88 m.

Son épaisseur est donné par la formule : $e = \text{Sup} (0.30 ; h/8)$; h étant la hauteur du mur

On trouve donc une épaisseur de 0,3m.

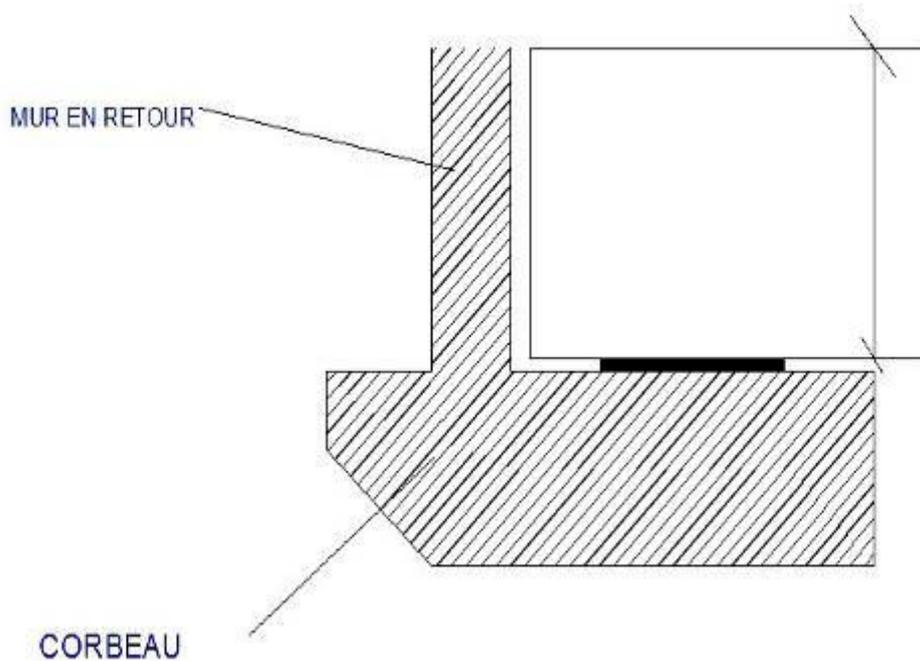


Figure 9: Le mur garde grève

c. Dalle de transition

Elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois. Elle a aussi pour rôle d'assurer la transition entre le tablier du pont et le remblai à proximité de ce dernier. La longueur est comprise entre 3 m et 6 m, nous retenons une longueur de 5m. Sa largeur, quant à elle, est égale à la largeur du tablier + deux débords de 0,5 m chacun soit $L_{Dt} = 10m$. Son épaisseur est égale à 0,3m.

d. Mur en retour

Leurs dimensions sont fonctions des efforts à reprendre. Couramment, leur épaisseur est comprise entre 30 et 40 cm. Sa hauteur est fonction du prolongement de la pente du talus depuis l'axe du voile porteur. Ce sont des voiles en béton armé encastrés à la fois sur le mur garde grève et le chevêtre (pour les culées enterrées). Ils sont destinés à retenir latéralement les terres en tête de culée.

Leur épaisseur est exprimée par la formule :

$$E \geq (L+2)/20 \text{ avec } L \text{ la longueur du mur } (2 \text{ m} \leq L \leq 6 \text{ m})$$

Par souci de conformité, on prend la longueur de la dalle de transition, alors $L = 5 \text{ m}$ et $E = 0.30 \text{ m}$. Compte tenu de l'encastrement, la hauteur est égale à celle du chevêtre (1m) plus celle du mur garde grève (1,88m), donc 2,88 m au total

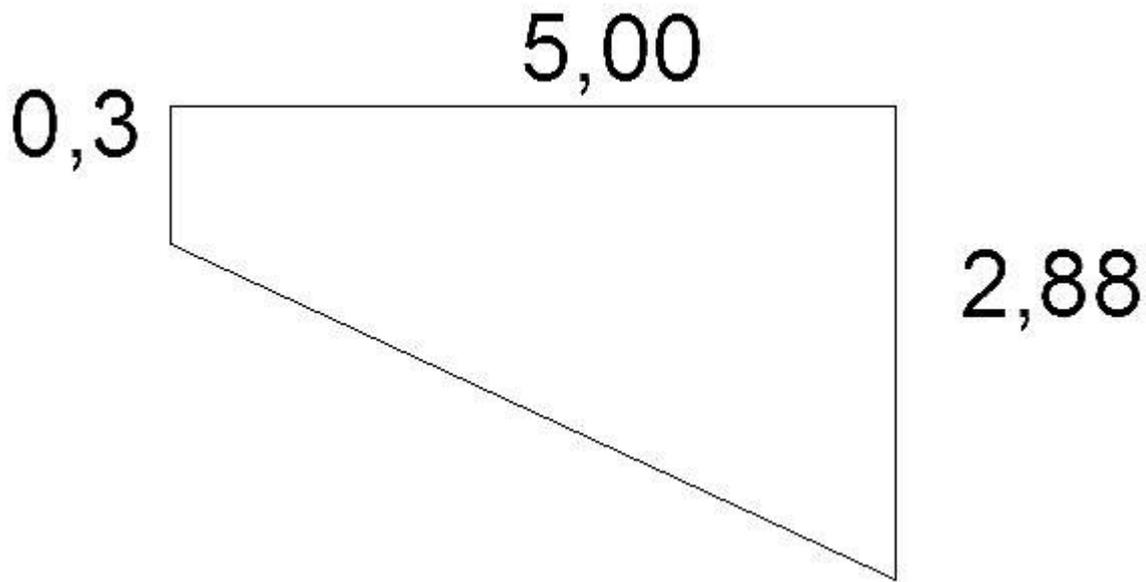


Figure 10 : Mur en retour

e. Voiles porteurs

Sa hauteur est de 5,00m, sa longueur vaut 8,00m, son épaisseur est donnée par la formule ci-dessous :

$$e = \sup \left(0,60; \frac{h}{8} \right) ; \text{Où } h \text{ est la hauteur du voile, on retiendra } e = 0,60\text{m}$$

4.2.4. La Fondation

La nature de la fondation dépend d'une part de la contrainte de compression admissible sur le sol, d'autre part des risques d'affouillements dans le cas d'ouvrage en site aquatique et enfin des phénomènes de tassement qui doivent être compatibles avec l'intégrité des superstructures.

On distingue principalement deux types de fondation : Fondations superficielles sur semelles et Fondations profondes sur pieux. Dans notre cas, comme nous l'avons dit plus haut dans l'étude géotechnique, notre pont sera fondé sur des fondations superficielles sur semelles.

La profondeur minimale d'affouillement étant donnée par $H_p \geq 2D$ avec D le diamètre de la pile. Tenant compte de tout cela, nous retenons la profondeur $H = 2,00\text{m}$ pour assoir la fondation du pont.

La largeur de la semelle est $B = 5,00\text{m}$; son épaisseur est donnée par :

$$h > \text{Max} \left(0,60\text{m} ; \frac{B-b}{4} \right) \text{ avec } b \text{ la largeur de l'appui } (b = 0,85\text{m})$$

On retiendra $h = 1\text{m}$

Annexe n°5 : Note de calcul du dalot cadre

5.1. Principe de calcul des efforts et sollicitations

De manière générale, on a mené les calculs par bande de 1,00 mètre linéaire de largeur de dalot.

Dalot à ouvertures multiples

Il s'agit d'un dalot à ouvertures multiples alors les valeurs des efforts, sollicitations et réactions d'appuis sont déterminé à partir des formules dites « équations des trois moments ».

Données Diverses

- Largeur roulante : $L_r = 9 \text{ m}$
- Largeur des trottoirs : $l_t = 1 \times 2 = 2 \text{ m}$
- Largeur chargeable : $L_c = 7 \text{ m}$
- Nombre de voies n : $n = E (L_c/3) = E (7/3) = 2 \text{ voies}$
- E : représente la partie entière
- Classe du dalot : 1ère classe

$$\delta = 1 + \frac{0,04}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{Q}}$$

- Coefficient de majoration dynamique :

Conventions

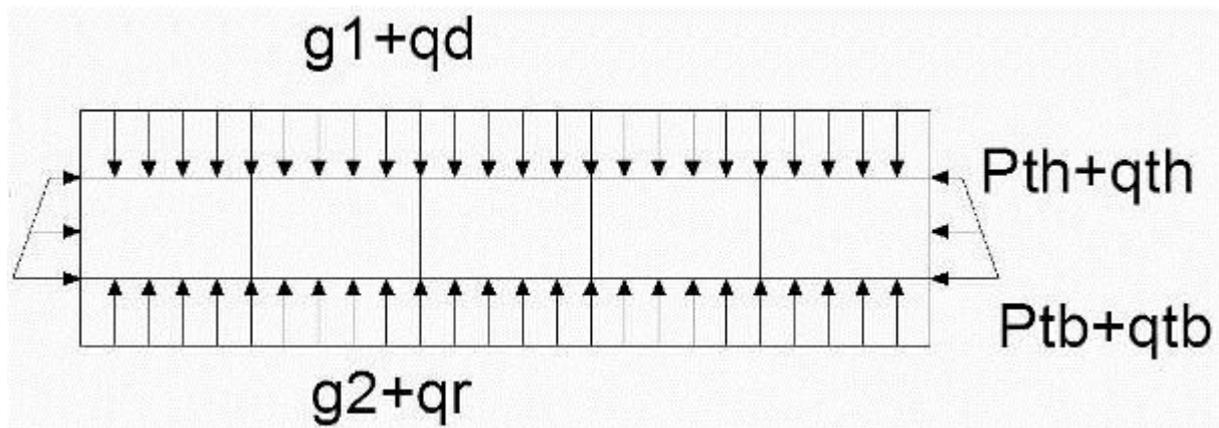
- Les moments fléchissant sont positifs quand ils provoquent de la traction dans la partie interne du cadre ;
- N_1 = effort normal dans le radier
- N_2 = effort normal dans le piedroit de gauche
- N_{2b} = effort normal dans le piedroit de droite

- N_3 = effort normal dans le tablier
- Si $N > 0$, un effort normal de compression
- Si $N < 0$, un effort normal de traction.

5.2. Evaluation des charges

NOTATIONS

- γ_r = poids volumique du remblai pris égal à 20 KN/m^3
 - γ_b = poids volumique du béton armé pris égal à 25 KN/m^3
 - e_d = épaisseur de la dalle pris égal à $0,30\text{m}$
 - e_r = épaisseur du radier pris égal à $0,30\text{m}$
 - e_p = épaisseur des piédroits pris égal à $0,30\text{m}$
 - H = hauteur du remblai au-dessus de la dalle pris égal à $0,50\text{m}$
- P_{pd} = poids mort de la dalle supérieur
- P_{Pr} = poids mort de radier de fondation
- P_{Th} = poussée des terres en haut du mur
- P_{Tb} = poussée des terres en bas du mur
- q_d = surcharge routière sur la dalle supérieur
- q_r = surcharges routières sur le radier de fondation
- q_{Th} = poussée surcharges de remblais en haut du mur
- q_{Tb} = poussée surcharges de remblais en bas du mur



5.21. Evaluation des charges permanentes et surcharges routières

a. Evaluation des charges permanentes

Au niveau du tablier

- Poids mort du tablier : $0.30 \times 25 \times 1.00 = 7,5$ KN/ml

- Poids du remblai = $0.5 \times 20 \times 1.00 = 10$ KN/ml

D'où $g1 = 17,5$ KN/ml

Au niveau du radier

-Poids mort du radier : $0.30 \times 25 \times 1.00 = 7,5$ KN/ml

-Poids mort du tablier : $g1 = 17,5$ KN/ml

-Poids mort des piédroits : $e_p \times H \times 25 \times 1,00 \times 6 / (2 \times L + 6 \times e_p)$

$$\frac{6 \times 0.3 \times 25 \times 2}{9.8} = 9,18 \text{ KN/ml}$$

Donc $g2 = 34,18$ KN/ml

Au niveau des piédroits

$$P_{Th} = K_a \times (\gamma_r + e_p/2) \times \gamma_d$$

$$= 0,50 \times (0,5 + 0,3/2) \times 20 = 6,50 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{Tb} = K_a \times \gamma_d \times (\gamma_r + e + h/2)$$

$$= 0,50 \times 20 \times (0,5 + 0,3 + 1,5) = 23 \text{ KN/m}$$

c. Evaluation des surcharges routières:

Dans ce projet nous utilisons le système B pour les calculs. Ce système comprend trois sous-systèmes distincts : B_c ; B_t et B_r

■ Système B_c :

Ce sous-système se compose des camions de poids individuel de 30 tonnes qu'on dispose qu'au tant de file de 2 camions au maximum que les voies de circulation. Cette surcharge est applicable à toutes les classes de ponts. Il est affecté d'un coefficient de majoration (pondération) b_c , qui est fonction de la classe et du nombre de voies.

❖ **Calcul de la charge surfacique équivalente :**

Surface d'impact sur le feuillet moyen suivant la répartition à 45°

$$t_x = 1,50 + 1,00 + 0,20 + 0,25 = 2,95 \text{ m}$$

$$t_y = 4,50 + 1,00 + 0,20 + 0,25 = 5,95 \text{ m}$$

* Coefficient $b_c = 1,10$

* Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{Q}}$$

$$L = \text{Min} = \{L_r ; \text{portée travée}\}$$

$$L = \text{Min}[7 ; 5,3] = 5,3 \text{ m}$$

G = poids total d'une section de dalle de longueur L et de toute la largeur.

$$G = g_l \times L \times l = 17,5 \times 5,3 \times 10 = 927,5 \text{ KN}$$

$$Q = (2 \times 60) \times 4 \times \delta_{bc} = 120 \times 4 \times 1,10 = 528 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 5,3} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{927,5}{528}} = 1,26$$

Soit $\delta = 1,26$

$$q_d = 1,26 \times \frac{528}{2,95 \times 5,95} = 37,90 \text{ KN/m}^2$$

$$q_r = 1,26 \times \frac{5 \times 120 \times 1,00}{26,5 \times 10} = 2,85 \text{ KN/m}^2$$

■ Système Bt

Le sous-système Bt n'est applicable qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe, il s'agit d'un pont à 2 voies et plus Tandems au plus sont disposés de front, les bandes longitudinales qu'ils occupent peuvent être séparées.

❖ **Calcul de la charge surfacique équivalente :**

Surface d'impact sur le feuillet moyen suivant la répartition à 45°

$$t_x = 1,35 + 1,00 + 0,20 + 0,25 = 2,80 \text{ m}$$

$$t_y = 5,00 + 1,00 + 0,20 + 0,60 = 6,80 \text{ m}$$

$$L = 5,30 \text{ m}; l = 10,00 \text{ m}$$

$$G = g l \times L \times l = 17,5 \times 5,3 \times 10 = 927,5 \text{ KN}$$

$$Q = (2 \times 80) \times 4 \times \delta_{bt} = 160 \times 4 \times 1,00 = 640 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 5,3} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{927,5}{640}} = 1,28 \quad \text{Soit } \delta = 1,28$$

$$q_d = 1,28 \times \frac{640}{2,80 \times 6,80} = 43,02 \text{ KN/m}^2$$

$$q_r = 1,28 \times \frac{4 \times 160 \times 1,00}{26,5 \times 10} = 3,09 \text{ KN/m}^2$$

■ Système Br

Il correspond à une roue isolée de 100 KN sur une surface d'impact rectangulaire de 0,60 (sens transversal) sur 0,30 (sens longitudinal).

La roue isolée produit un effet nettement inférieur aux deux systèmes B_r et B_t étudiés précédemment.

Des systèmes utilisés, on adopte les valeurs des charges les plus défavorables pour la suite des calculs donc :

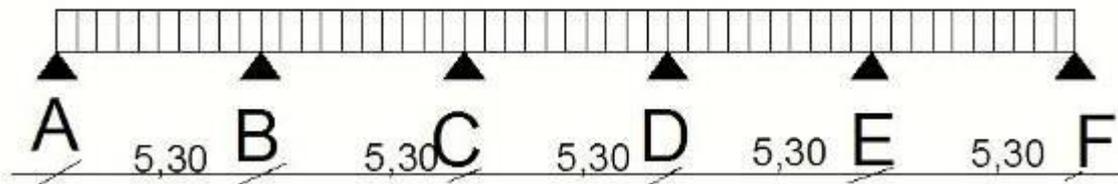
$$q_d = 43,02 \text{ KN/m}^2$$

$$q_r = 3,09 \text{ KN/m}^2$$

5.2.2. Calcul des sollicitations et détermination des armatures

■ Détermination des efforts et sollicitations

Ils seront déterminés selon les formules découlant des équations des trois moments. Pour les cas des surcharges routières, selon le principe des lignes d'influence, on chargera les travées appropriées pour obtenir suivant les sections considérées, les effets les plus défavorables.



➤ **Au niveau du Tablier**

a. Sous charges permanentes :

$$g_1 = 17,5 \text{ KN/ml}$$

• Moments à mi travée : A-B, B-C, C-D, D-E, E-F

$$M (A-B) = M (E-F) = 0,078 \times g_1 \times l^2 = 0,078 \times 17,5 \times 5,3^2 = 38,34 \text{ KN.m/ml}$$

$$M (B-C) = M (D-E) = 0,03324 \times g_1 \times l^2 = 0,03324 \times 17,5 \times 5,3^2 = 16,34 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(C-D) = 0,046 \times g_1 \times l^2 = 0,046 \times 17,5 \times 5,3^2 = 22,61 \text{ KN.m/ml}$$

• Moment sur appuis A, B, C, D, E et F :

$$M (A) = M (F) = 0$$

$$M (B) = M (E) = -0,105 \times g_1 \times l^2 = -0,105 \times 17,5 \times 5,3^2 = -51,61 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(C) = M (D) = -0,079 \times g_1 \times l^2 = -0,079 \times 17,5 \times 5,3^2 = -38,83 \text{ KN.m/ml}$$

• Réactions d'appuis $R_A, R_B, R_C, R_D, R_E, R_F$:

$$R_A = R_F = 0,394 \times g_1 \times l = 0,394 \times 17,5 \times 5,3 = 36,54 \text{ KN}$$

$$R_B = R_E = 1,131 \times g_1 \times l = 1,131 \times 17,5 \times 5,3 = 104,9 \text{ KN}$$

$$R_C = R_D = 0,9736 \times g_1 \times l = 0,9736 \times 17,5 \times 5,3 = 90,30 \text{ KN}$$

b. Sous surcharges routières

$$q_d = 43,02 \text{ KN/m}^2$$

• Moments à mi travée : A-B, B-C, C-D, D-E, E-F

$$M (A-B) = M (E-F) = 0,078 \times q_d \times l^2 = 0,078 \times 43,02 \times 5,3^2 = 94,25 \text{ KN.m/ml}$$

$$M (B-C) = M (D-E) = 0,03324 \times q_d \times l^2 = 0,03324 \times 43,02 \times 5,3^2 = 40,16 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(C-D) = 0,046 \times q_d \times l^2 = 0,046 \times 43,02 \times 5,3^2 = 55,58 \text{ KN.m/ml}$$

• Moment sur appuis A, B, C, D, E et F :

$$M (A) = M (F) = 0$$

$$M(B) = M(E) = -0,105 \times q_d \times l^2 = -0,105 \times 43,02 \times 5,3^2 = -126,885 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(C) = M(D) = -0,079 \times q_d \times l^2 = -0,079 \times 43,02 \times 5,3^2 = -95,46 \text{ KN.m/ml}$$

● Réactions d'appuis $R_A, R_B, R_C, R_D, R_E, R_F$:

$$R_A = R_F = 0,394 \times q_d \times l = 0,394 \times 43,02 \times 5,3 = 89,83 \text{ KN}$$

$$R_B = R_E = 1,131 \times q_d \times l = 1,131 \times 43,02 \times 5,3 = 257,875 \text{ KN}$$

$$R_C = R_D = 0,9736 \times q_d \times l = 0,9736 \times 43,02 \times 5,3 = 221,987 \text{ KN}$$

➤ **Au niveau du radier**

a. Sous charges permanentes :

$$g_2 = 34,18 \text{ KN/ml}$$

● Moments à mi travée : A-B, B-C, C-D, D-E, E-F

$$M(A-B) = M(E-F) = 0,078 \times g_2 \times l^2 = 0,078 \times 34,18 \times 5,3^2 = 74,88 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(B-C) = M(D-E) = 0,03324 \times g_2 \times l^2 = 0,03324 \times 34,18 \times 5,3^2 = 31,91 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(C-D) = 0,046 \times g_2 \times l^2 = 0,046 \times 34,18 \times 5,3^2 = 44,16 \text{ KN.m/ml}$$

● Moment sur appuis A, B, C, D, E et F :

$$M(A) = M(F) = 0$$

$$M(B) = M(E) = -0,105 \times g_2 \times l^2 = -0,105 \times 34,18 \times 5,3^2 = -100,812 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(C) = M(D) = -0,079 \times g_2 \times l^2 = -0,079 \times 34,18 \times 5,3^2 = -75,84 \text{ KN.m/ml}$$

● Réactions d'appuis $R_A, R_B, R_C, R_D, R_E, R_F$:

$$R_A = R_F = 0,394 \times g_2 \times l = 0,394 \times 34,18 \times 5,3 = 71,37 \text{ KN}$$

$$R_B = R_E = 1,131 \times g_2 \times l = 1,131 \times 34,18 \times 5,3 = 204,885 \text{ KN}$$

$$R_C = R_D = 0,9736 \times g_2 \times l = 0,9736 \times 34,18 \times 5,3 = 176,372 \text{ KN}$$

b. Sous surcharges routières :

$$q_r = 3,09 \text{ KN/m}^2$$

● Moments à mi travée : A-B, B-C, C-D, D-E, E-F

$$M (A-B) = M (E-F) = 0,078 \times q_r \times l^2 = 0,078 \times 3,09 \times 5,3^2 = 6,77 \text{ KN.m/ml}$$

$$M (B-C) = M (D-E) = 0,03324 \times q_r \times l^2 = 0,03324 \times 3,09 \times 5,3^2 = 2,88 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(C-D) = 0,046 \times q_r \times l^2 = 0,046 \times 3,09 \times 5,3^2 = 3,99 \text{ KN.m/ml}$$

● Moment sur appuis A, B, C, D, E et F :

$$M (A) = M (F) = 0$$

$$M (B) = M (E) = -0,105 \times q_r \times l^2 = -0,105 \times 3,09 \times 5,3^2 = -9,11 \text{ KN.m/ml}$$

$$M(C) = M (D) = -0,079 \times q_r \times l^2 = -0,079 \times 3,09 \times 5,3^2 = -6,85 \text{ KN.m/ml}$$

● Réactions d'appuis $R_A, R_B, R_C, R_D, R_E, R_F$:

$$R_A = R_F = 0,394 \times q_r \times l = 0,394 \times 3,09 \times 5,3 = 6,45 \text{ KN}$$

$$R_B = R_E = 1,131 \times q_r \times l = 1,131 \times 3,09 \times 5,3 = 18,52 \text{ KN}$$

$$R_C = R_D = 0,9736 \times q_r \times l = 0,9736 \times 3,09 \times 5,3 = 15,94 \text{ KN}$$

➤ Au niveau des piédroits

● Au niveau des piédroits centraux B, C, D, E

a. Sous charges permanentes

Réactions d'appui du radier

$$N1 = R_B = R_E = 204,885 \text{ KN}$$

$$N2 = R_C = R_D = 176,372 \text{ KN}$$

b. Sous surcharges routières

Réactions d'appui du tablier :

$$N1 = R_B = R_E = 257,875 \text{ KN}$$

$$N_2 = R_C = R_D = 221,987 \text{ KN}$$

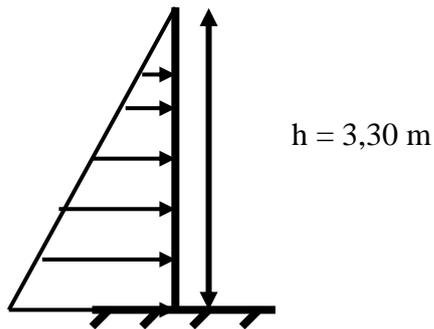
● Au niveau des pénétrations extérieures A

a. Sous charges permanentes

- Effort normal

Réactions d'appui du radier : $N = R_A = R_F = 71,37 \text{ KN}$.

- Moment dû à la poussée des terres :



$$M = \frac{\gamma \times h^3 \times k_p}{6} = \frac{20 \times 3,30^3 \times 0,50}{6} = 18,145 \text{ KN} / \text{ml}$$

b. Sous surcharges routières

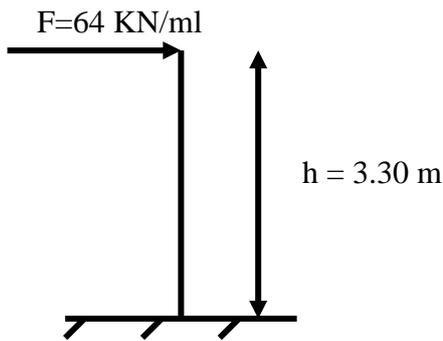
- Effort normal

Réactions d'appui du radier : $N = R_A = R_F = 6,45 \text{ KN}$.

- Moment dû à la force de freinage :

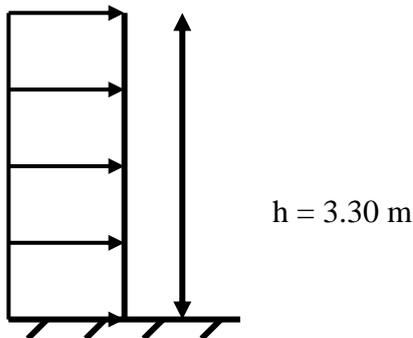
On admet le freinage de 2 essieux de 16 t chacun placés côte à côte :

$$F = 2 \times \frac{16 \times 10}{5} = 64 \text{ KN} / \text{ml}$$



$$M = F \times h = 64 \times 3,30 = 211,2 \text{ KN.m/ml}$$

- Moment dû à la surcharge routière du remblai ($\sigma = 20.00 \text{ KN/m}^2$)



$$M = \frac{\sigma \times h^2 \times k_p}{2} = \frac{20 \times 3,30^2 \times 0,50}{2} = 54,45 \text{ KN.m/ml}$$

■ Détermination des armatures

Données du calcul

➤ Au niveau du tablier

1. A mi- travée A-B et E-F (lit inférieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 38,34 + 1,5 \times 94,25 = 193,134 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,187$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,26$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,2417m$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 22,96cm^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 38,34 + 1,20 \times 94,25 = 151,44 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \Rightarrow y_1 = 0,12m$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,23m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{151,44 \times 10^{-3}}{0,23 \times 201,63} = 32,69cm^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26cm^2$$

On retient $A_s = \underline{\underline{32,69}} cm^2 \Rightarrow 11 \text{ HA } 20(34,56cm^2)$

2. A mi- travée B-C et D-E (lit inférieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 16,34 + 1,5 \times 40,16 = 82,29 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,079$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,104$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,258$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 9,16 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 16,34 + 1,20 \times 40,16 = 64,53 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 0,085 \text{ m}$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,244 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{64,53 \times 10^{-3}}{0,24 \times 201,63} = 13,25 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On retient $A_s = \underline{13,25} \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{9 \text{ HA } 14 (13,85 \text{ cm}^2)}$

3. A mi- travée C-D (lit inférieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 22,61 + 1,5 \times 55,58 = 113,89 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,11$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,1465$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,25 \text{ m}$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 12,88 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 22,61 + 1,20 \times 55,58 = 89,30 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 0,098$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,237 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{89,30 \times 10^{-3}}{0,237 \times 201,63} = 18,66 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On retient $A_s = \underline{18,66} \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{13HA14 (20,01 \text{ cm}^2)}$

4. Sur appuis B et E (lit supérieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 51,61 + 1,5 \times 126,825 = 259,911 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,25$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,369$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,23m$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 32,47 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 51,61 + 1,20 \times 126,825 = 203,80 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \Rightarrow y_1 = 0,13$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,225m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{203,80 \times 10^{-3}}{0,225 \times 201,63} = 40,11 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On retient $A_s = \underline{40,11} \text{ cm}^2 \Rightarrow 13\text{HA}20 (40,84 \text{ cm}^2)$

5. Sur appuis C et D (lit supérieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 38,83 + 1,5 \times 95,46 = 195,611 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,189$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,26$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,24$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 23,43 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 38,83 + 1,20 \times 95,46 = 153,38 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma}_s - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma}_s \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 0,12$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,23 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{153,38 \times 10^{-3}}{0,23 \times 201,63} = 33,07 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On retient $A_s = \underline{\underline{33,07}} \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{11 \text{ HA20 (34,56 cm}^2)}$

➤ **Au niveau du Radier**

1. A mi-travée A-B et E-F (lit inférieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 74,88 + 1,5 \times 6,77 = 111,243 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,107$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,1428$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,25m$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 12,56 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 74,88 + 1,20 \times 6,77 = 83,00 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma}_s - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma}_s \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 0.095$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,238m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{83 \times 10^{-3}}{0,238 \times 201,63} = 17,29 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On retient $A_s = \underline{17,29} \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6HA20 (18,85 \text{ cm}^2)}$

2. A mi- travée B-C et D-E (lit inférieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 31,91 + 1,5 \times 2,88 = 47,39 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,0459$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,058$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,263m$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 5,16cm^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 31,91 + 1,20 \times 2,88 = 35,36 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 0.0658$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,248m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{35,36 \times 10^{-3}}{0,248 \times 201,63} = 7,06cm^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26 cm^2$$

On retient $A_s = \underline{7,06} cm^2 \Rightarrow \mathbf{5HA14 (7,70 cm^2)}$

3. A mi- travée C-D (lit inférieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 44,16 + 1,5 \times 3,99 = 65,60 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,0635$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,082$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,26m$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 7,22cm^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 44,16 + 1,20 \times 3,99 = 48,94 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 0,076$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,2446m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{48,94 \times 10^{-3}}{0,2446 \times 201,63} = 9,92cm^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26cm^2$$

On retient $A_s = \underline{9,92} cm^2 \Rightarrow \mathbf{7HA14 (10,78 cm^2)}$

4. Sur appuis B et E (lit supérieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 100,812 + 1,5 \times 9,11 = 149,761 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,145$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,196$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,248m$$

$$A_U = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = 17,36cm^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 100,812 + 1,20 \times 9,11 = 111,74 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 0.107m$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,234m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{111,74 \times 10^{-3}}{0,234 \times 201,63} = 23,66cm^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26cm^2$$

On retient $A_s = \underline{23,66} \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{8HA20 (25,13 \text{ cm}^2)}$

5. Sur appuis C et D (lit supérieur)

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 75,84 + 1,5 \times 6,85 = 112,66 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,109$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,145$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,254$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 12,75 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 75,84 + 1,20 \times 6,85 = 84,06 \text{ KN.m/ml}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \quad \Rightarrow y_1 = 0,095 \text{ m}$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,238 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = \frac{84,06 \times 10^{-3}}{0,238 \times 201,63} = 17,50 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On retient $A_s = \underline{17,50} \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6HA20 (18,85 \text{ cm}^2)}$

➤ **Au niveau des Piédroits**

1. Au niveau des piédroits extérieurs A

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$M_u = 1,35M_g + 1,5M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 18,15 + 1,5 (211,2 + 54,45) = 422,9 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,40$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{422,9}{336,93} = 1,25 \quad \text{et} \quad \Gamma = \frac{100}{f_{c_{28}}} = \frac{100}{25} = 4 \Rightarrow$$

$$\mu_{lu} = \frac{\sqrt[3]{4} \times \gamma \times (2 + \Gamma)}{(3 + \Gamma)^2} = \frac{\sqrt[3]{4} \times 1,26 \times (2 + 4)}{(3 + 4)^2} = 0,24$$

$\mu_{lu} = 0,245 \Rightarrow \mu_u > \mu_{lu} \Rightarrow \text{Asc} \neq 0 \Rightarrow \text{aciers comprimés}$

$$N_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec $N_g = R_A$ (du radier sous charges permanentes); $N_q = R_A$ (du tablier sous surcharges routières).

$$N_u = 1,35 \times 71,37 + 1,5 \times 89,83 = 231,095 \text{ KN}$$

Vérification : $e > 4h$ avec $h = 0,30\text{m}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 1,83 > 4 \times 0,3 = 1,2\text{m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,69$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1953$$

$$A_{su} = \frac{\left(\frac{M_u}{z} - N_u \right)}{\sigma_s} = \frac{\left(\frac{422,9 \times 10^{-3}}{0,1923} - 231,095 \times 10^{-3} \right)}{347,83} = 55,61 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul à l'Etat Limite de Service

$$M_{ser} = M_g + 1,20 \times M_q$$

$$M_{ser} = 18,15 + 1,20 \times 265,65 = 336,93 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = N_g + 1,20 \cdot N_q$$

Avec $N_g = R_A$ (réaction du radier sous charges permanentes); $N_q = R_A$ (réaction du tablier sous surcharges routières).

$$N_{ser} = 71,37 + 1,20 \times 89,83 = 179,16 \text{ KN}$$

Vérification : $e > 4h$ avec $h = 0,30\text{m}$;

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 1,88 > 4 \times 0,3 = 1,2\text{m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

On a tiré la valeur y_1 pour le calcul du bras de levier Z à partir de l'équation de 3^{ème} degré ci-dessous :

$$\frac{b_0}{3} \times y_1^3 \times \overline{\sigma_s} - b_0 \times y_1^2 \times \overline{\sigma_s} \times d - 30 \times M_1 \times y_1 + 30 \times d \times M_1 = 0 \Rightarrow y_1 = 0,15$$

$$Z = d - y_1/3 = 0,22 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = \frac{336,09 \times 10^{-3}}{0,216 \times 201,63} = 60,60 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1 \times 0,25 \times 2,1}{400} = 3,02 \text{ cm}^2$$

On retient $A_s = \underline{60,60} \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{20HA20 (62,83 \text{ cm}^2)}$

2.. Au niveau des piédroits intermédiaires B, C, D, E

On considère les piédroits comme des poteaux de 100×30 au mètre linéaire.

a. Effort normal sollicitant les poteaux

✚ Calcul à l'Etat Limite Ultime

$$N_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec $N_g = R$ (réaction du radier sous charges permanentes); $N_q = R$ (réaction du tablier sous surcharges routières).

$$N_1 = R_B = R_E = 1,35 \times 204,885 + 1,5 \times 257,875 = 663,407 \text{ KN}$$

$$N_2 = R_C = R_D = 1,35 \times 176,372 + 1,5 \times 221,987 = 571,083 \text{ KN}$$

b. Evaluation de l'effort de compression repris par le béton seul d'un poteau

$$N_{\max} = \frac{\alpha \times B_r \times F_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} ;$$

Avec $B_r = (b-2) \times (a-2) = (100-2) \times (30-2) = 2744 \text{ cm}^2$ et

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,20 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)}$$

$\lambda = 3,46 \times l_f / b$ avec $l_f = 0,70 \times l_0 = 0,70 \times 300 = 210 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 3,46 \times 210 / 30 = 24,22$

.

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,20 \times \left(\frac{24,22}{35}\right)^2\right)} = 0,775$$

$$N_{\max} = (0,775 \times 2744 \times 25 \times 10^{-4}) / (0,9 \times 1,50) = 3938 \text{ KN}$$

On a : $N_{\max} > N_1$; $N_{\max} > N_2$ alors on a adopté les valeurs minimales des armatures :

$$A_{\min} = \max \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ 0,2\% \times B \end{cases}$$

On retient $A_{\min} = 4 \text{ cm}^2$

Choix des aciers : **4HA14 (6.16 cm²)**

Annexe n°6 : Méthode d'exécution du dalot cadre

L'exécution des dalots cadres s'effectue comme suit :

1. excavation jusqu'au niveau prévu pour la base du radier (plus de terre végétale)
2. on creuse les tranchées nécessaires à la réalisation des parafouilles et on y place les coffrages
3. couler les parafouilles
4. décoffrer et remblayer la tranchée de chaque côté en damant soigneusement les matériaux
5. après décoffrage et remblaiement des deux côtés des parafouilles, mettre en place des coffrages latéraux du radier et couler un béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur
6. ferrailage du radier
7. coulage du béton
8. coffrage et ferrailage des piédroits
9. coulage des piédroits
10. coffrage et ferrailage de la dalle
11. coulage de la dalle

Annexe n°7 : Plan de ferrailage

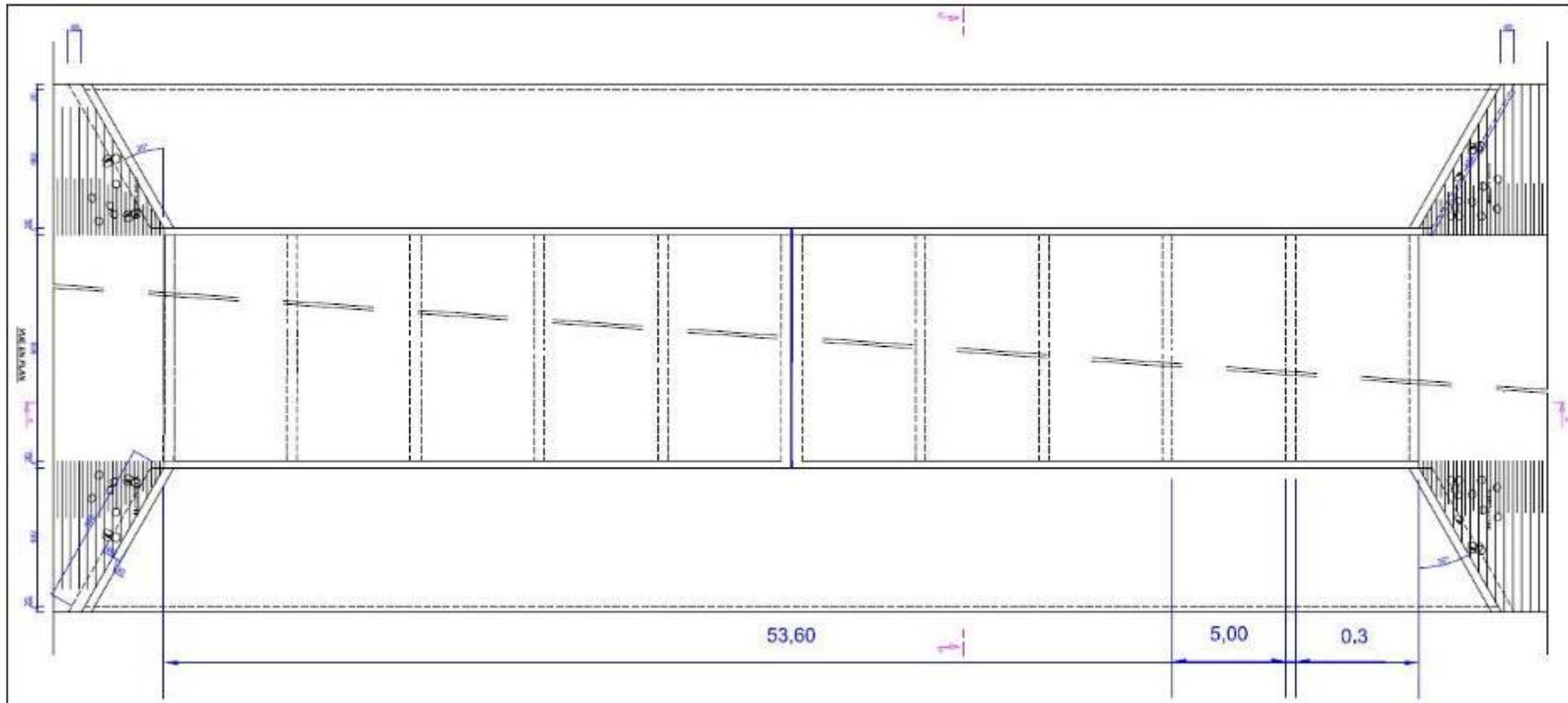


Figure 11 : Vue en plan du dalot

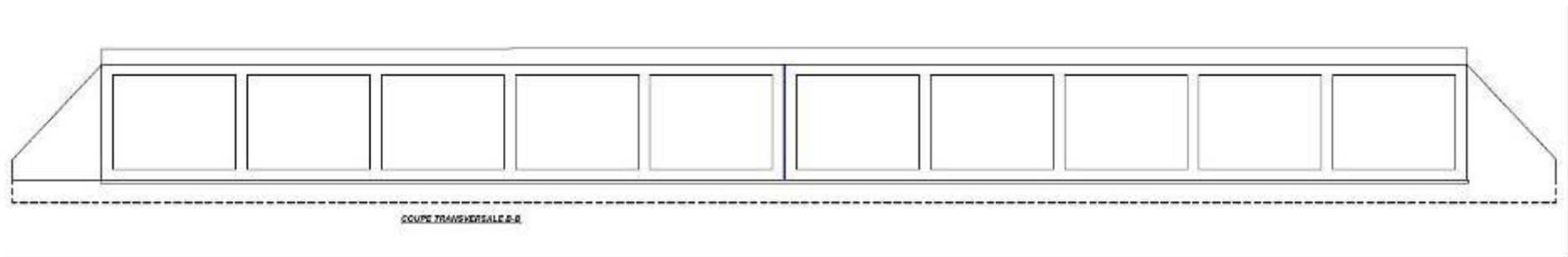
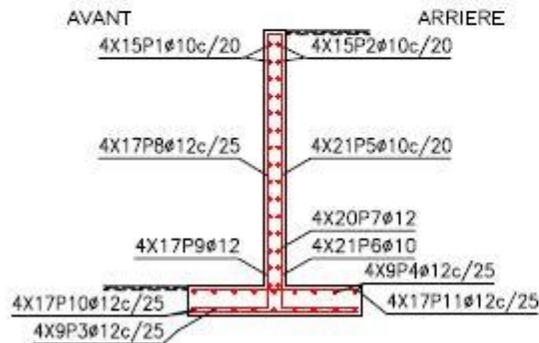


Figure 13 : Coupe transversale B-B



Mur en aile d'entrée gauche, Mur en aile d'entrée droite, Mur en aile de sortie gauche et Mur en aile de sortie droite										
POSITION	ø mm	NBRE. PIÈCES	LONGUEUR m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf			
1	10	60 (4x15)	0.97 - 4.22	67 - 392	160.14	0.62	98.73			
2	10	60 (4x15)	0.98 - 4.22	68 - 392	160.85	0.62	99.17			
3	12	36 (4x9)	4.18	392	150.55	0.89	133.66			
4	12	36 (4x9)	4.18	392	150.55	0.89	133.66			
5	10	84 (4x21)	0.42 - 3.09	29 - 297	162.23	0.62	100.02			
6	10	84 (4x21)	0.77 - 0.89	57 - 69	73.97	0.62	45.60			
7	12	80 (4x20)	0.86 - 1.99	66 - 179	140.07	0.89	124.36			
8	12	68 (4x17)	0.43 - 3.10	30 - 297	131.68	0.89	116.91			
9	12	68 (4x17)	0.77 - 0.79	57 - 59	53.32	0.89	47.34			
10	12	68 (4x17)	1.98	198	134.64	0.89	119.54			
11	12	68 (4x17)	1.98	198	134.64	0.89	119.54			
					ø10	557.19	0.62	343.52		
					ø12	895.45	0.89	795.01		
Fe E400						Poids total	1138.53			
						Poids total avec chutes (10.00%)	1252.38			

Figure 15 : Plan de ferrailage du mur en aile du dalot

Annexe n°8 : Devis du dalot

Le devis estimatif et quantitatif final du dalot est récapitulé dans le tableau 14 ci-dessous :

Tableau 14 : Devis du Dalot

Désignation	Unité	quantité	PU	Montant
Béton dosé a 350 kg pour béton armé	m3	386,64	200000	77 328 000
Béton de propreté dosé a 150 kg	m3	24,36	89000	2 168 040
Fouille pour ouvrage	m3	199,45	15000	2 991 750
Acier HA pour béton	Kg	30865,26	1500	46 297 890
Remblai ouvrage	m3	241,2	8000	1 929 600
Gabion de diverse section	m3	60	40000	2 400 000
Perré maçonné	m2	48	21000	1 008 000
Fourniture et mise en place de garde-corps	ml	107,2	80000	8 576 000
MONTANT TOTAL Hors TVA				142 699 280
MONTANT TVA 18				25 685 870,4
MONTANT TOTAL TTC				168 385 150

Annexe n°9 : Note de calcul de Cype du Dalot

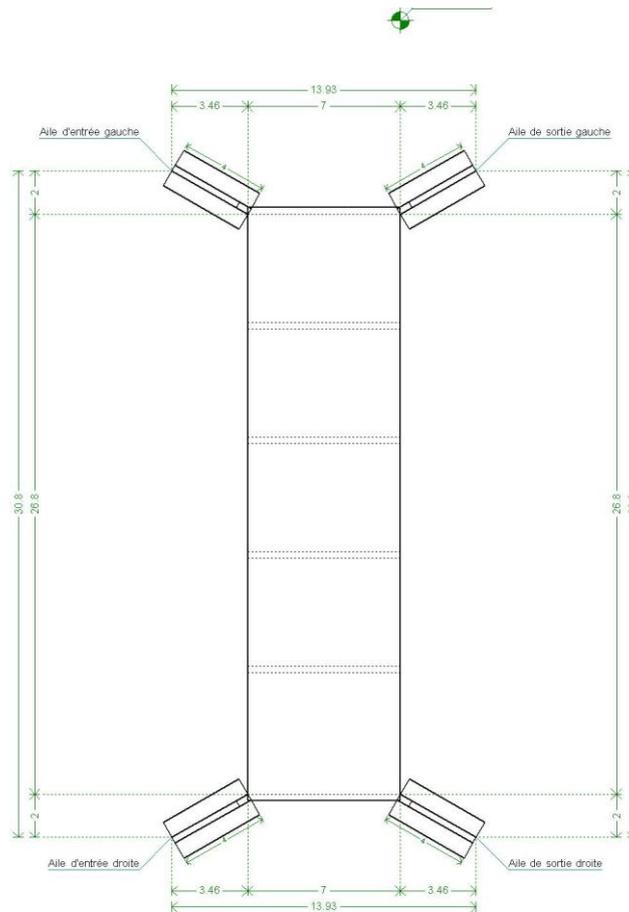
INDEX

1.- NORME ET MATÉRIAUX	
2.- GÉOMÉTRIE.....	
3.- TERRAINS	
4.- ACTIONS	
5.- MÉTHODE DE CALCUL.....	
6.- RÉSULTATS	
7.- COMBINAISONS.....	
8.- DESCRIPTION DE L'ARMATURE	
9.- VÉRIFICATION.....	
10.- QUANTITATIF	

1.- NORME ET MATÉRIAUX

Norme: BAEL-91 (France)
 Béton: B25
 Acier des barres: Fe E400
 Enrobage extérieur: 3.0 cm
 Enrobage intérieur: 3.0 cm

2.- GÉOMÉTRIE



Plan supérieur module: Par gabarit (3.00 m)

MODULE

Épaisseurs	Piedroits: 30 cm Tablier/radier: 30 cm
Cellule 1	Mesure de la portée: Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée: 500 cm Portée en sortie: 500 cm
Mur intermédiaire 1	Épaisseur: 30 cm
Cellule 2	Mesure de la portée: Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée: 500 cm Portée en sortie: 500 cm
Mur intermédiaire 2	Épaisseur: 30 cm

Cellule 3	Mesure de la portée: Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée: 500 cm Portée en sortie: 500 cm
Mur intermédiaire 3	Epaisseur: 30 cm
Cellule 4	Mesure de la portée: Perpendiculairement à la paroi gauche Portée à l'entrée: 500 cm Portée en sortie: 500 cm
Mur intermédiaire 4	Epaisseur: 30 cm

MUR EN AILE D'ENTRÉE GAUCHE

Longueur totale: 4.00 m
Longueur supérieure: 0.60 m
Epaisseur en extrémité: 0.30 m
Surcharge du terrain sur l'arrière: 5.00 kN/m²
Epaisseur du mur: 0.30 m
Epaisseur de la semelle: 0.35 m
Débords semelle:
- Arrière: 0.80 m
- Avant: 0.80 m

MUR EN AILE D'ENTRÉE DROITE

Longueur totale: 4.00 m
Longueur supérieure: 0.60 m
Epaisseur en extrémité: 0.30 m
Surcharge du terrain sur l'arrière: 5.00 kN/m²
Epaisseur du mur: 0.30 m
Epaisseur de la semelle: 0.35 m
Débords semelle:
- Arrière: 0.80 m
- Avant: 0.80 m

MUR EN AILE DE SORTIE GAUCHE

Longueur totale: 4.00 m
Longueur supérieure: 0.60 m
Epaisseur en extrémité: 0.30 m
Surcharge du terrain sur l'arrière: 5.00 kN/m²
Epaisseur du mur: 0.30 m
Epaisseur de la semelle: 0.35 m
Débords semelle:
- Arrière: 0.80 m
- Avant: 0.80 m

MUR EN AILE DE SORTIE DROITE

Longueur totale: 4.00 m
Longueur supérieure: 0.60 m
Epaisseur en extrémité: 0.30 m
Surcharge du terrain sur l'arrière: 5.00 kN/m²
Epaisseur du mur: 0.30 m
Epaisseur de la semelle: 0.35 m
Débords semelle:
- Arrière: 0.80 m
- Avant: 0.80 m

3.- TERRAINS

Module de réaction: 100000.0 kN/m³

Contrainte admissible sol d'assise: 150.00 kN/m²

Poids volumique: 20.0 kN/m³

Angle de frottement interne: 38 degrés

Cohésion: 0.00 kN/m²

Pourcentage de frottement terrain-mur: 0 %

Angle de transmission des charges: 45 degrés

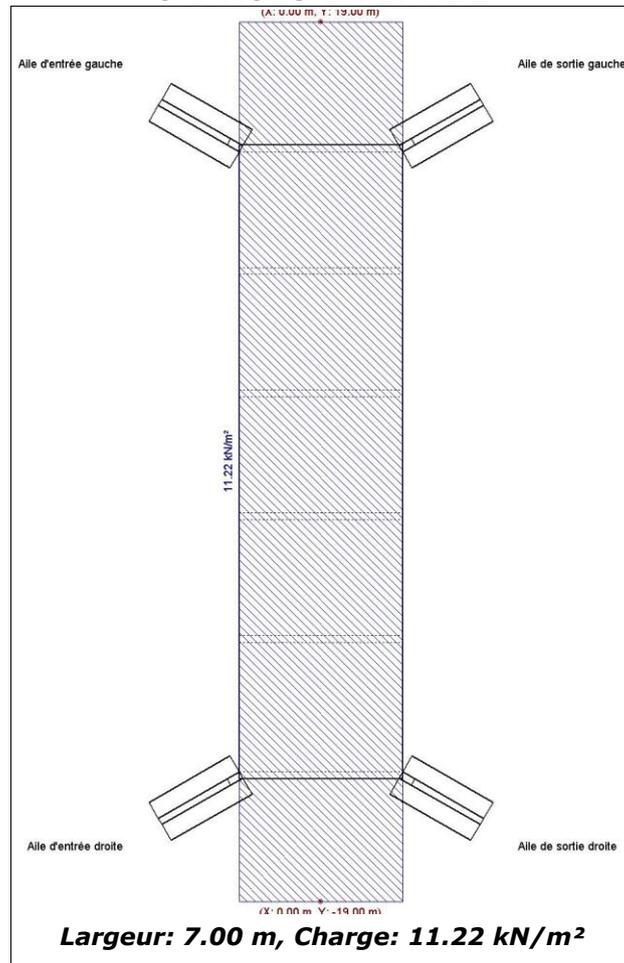
4.- ACTIONS

Sans surcharge supérieure

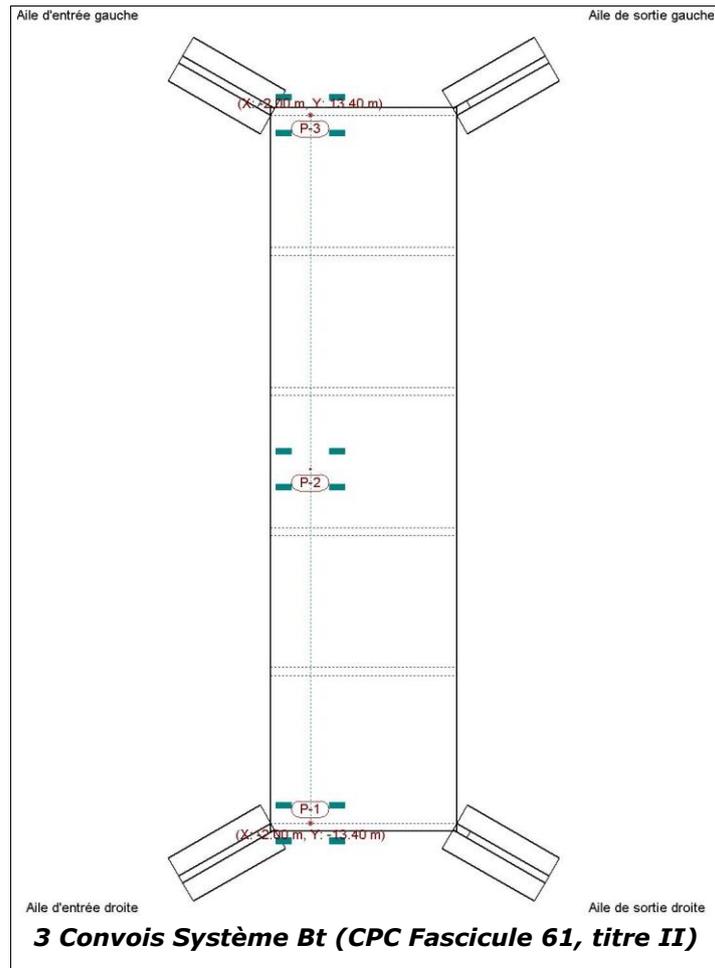
Sans surcharge inférieure

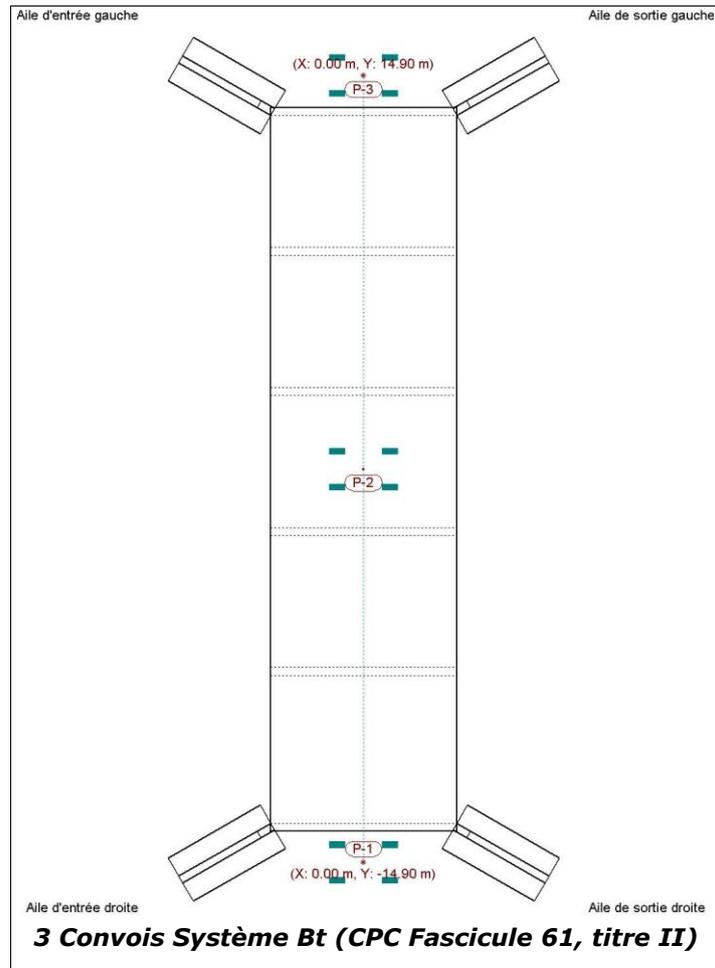
Sans charge hydraulique

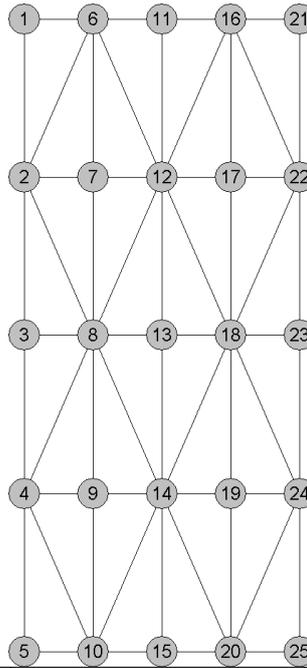
CHARGES EN BANDE



CONVOI DE CHARGE







Abréviation	Signification	Unités
Nx	Effort normal X	kN/m
Ny	Effort normal Y	kN/m
Nxy	Effort normal XY	kN/m
Mx	Moment fléchissant X	m·kN/m
My	Moment fléchissant Y	m·kN/m
Mxy	Moment fléchissant XY	m·kN/m
Qx	Effort tranchant X	kN/m
Qy	Effort tranchant Y	kN/m
Dx	Déplacement X	mm
Dy	Déplacement Y	mm
Dz	Déplacement Z	mm
Gx	Rotation X	mRad
Gy	Rotation Y	mRad
Gz	Rotation Z	mRad

POIDS PROPRE

Nœud	Efforts								Déplacements						
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz	
1	-37.28	-53.05	16.34	-11.35	-1.18	2.59	3.19	-10.70	0.00	0.03	-0.46	-0.21	0.02	-0.01	
3	-30.49	-7.99	0.00	-11.50	-2.02	-0.00	4.86	-0.00	0.00	0.03	-0.46	-0.20	0.00	-0.00	
5	-37.28	-53.05	-16.34	-11.35	-1.18	-2.59	3.19	10.70	-0.00	0.03	-0.46	-0.21	-0.02	0.01	
11	-25.78	0.21	-0.40	-9.20	-0.06	-0.65	1.06	0.64	-0.00	0.17	-0.46	0.01	0.00	-0.02	
13	-28.14	-3.35	-0.00	-9.14	-1.60	-0.00	1.38	0.00	0.00	0.17	-0.46	0.01	0.00	-0.00	
15	-25.78	0.21	0.40	-9.20	-0.06	0.65	1.06	-0.64	0.00	0.17	-0.46	0.01	0.00	0.02	
21	-16.96	-36.93	-11.51	-7.64	-0.24	-2.37	-0.06	-7.94	0.00	0.03	-0.46	0.18	-0.02	-0.01	
23	-12.50	-3.46	-0.00	-7.77	-1.25	0.00	-2.22	0.00	0.00	0.03	-0.46	0.17	0.00	-0.00	
25	-16.96	-36.93	11.51	-7.64	-0.24	2.37	-0.06	7.94	-0.00	0.03	-0.46	0.18	0.02	0.01	

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-32.59	3.61	5.53	-14.61	-5.90	-0.68	32.89	-3.75	-0.00	-0.02	-0.17	0.01	0.01	0.02
3	-28.51	0.65	0.00	-14.56	-4.26	-0.00	39.27	0.00	0.00	-0.02	-0.17	0.01	-0.00	-0.00
5	-32.59	3.61	-5.53	-14.61	-5.90	0.68	32.89	3.75	0.00	-0.02	-0.17	0.01	-0.01	-0.02
11	-26.75	-0.48	-0.17	8.34	3.32	2.37	-5.01	-0.60	-0.00	-0.08	-0.18	-0.02	0.00	-0.02
13	-26.89	-2.08	0.00	8.96	1.48	-0.00	-7.40	-0.00	0.00	-0.09	-0.18	-0.03	0.00	0.00
15	-26.75	-0.48	0.17	8.34	3.32	-2.37	-5.01	0.60	0.00	-0.08	-0.18	-0.02	0.00	0.02
21	-33.41	-8.37	-9.13	-21.88	-6.40	0.15	-27.54	-6.09	-0.00	-0.02	-0.18	0.07	-0.01	0.01
23	-28.59	-0.11	-0.00	-21.34	-5.30	-0.00	-30.66	0.00	0.00	-0.02	-0.18	0.07	-0.00	0.00
25	-33.41	-8.37	9.13	-21.88	-6.40	-0.15	-27.54	6.09	0.00	-0.02	-0.18	0.07	0.01	-0.01

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-22.46	-37.54	10.76	-5.00	0.03	2.11	-0.36	-7.15	0.00	0.02	-0.25	-0.16	0.02	-0.01
3	-17.93	-5.17	0.07	-5.34	-0.74	-0.03	0.24	-0.10	-0.00	0.02	-0.25	-0.15	0.00	0.00
5	-22.09	-38.37	-10.91	-4.90	0.13	-2.24	-2.24	7.01	-0.00	0.02	-0.25	-0.16	-0.01	0.01
11	-22.67	0.18	-0.36	-8.78	-0.04	1.59	-3.08	0.59	-0.00	0.17	-0.26	-0.02	0.00	-0.02
13	-24.45	-2.85	0.01	-8.86	-1.59	-0.00	-2.83	-0.01	-0.00	0.16	-0.26	-0.02	0.00	0.00
15	-22.43	0.19	0.39	-9.01	-0.06	-1.49	-2.74	-0.62	0.00	0.17	-0.26	-0.01	0.00	0.02
21	-25.28	-43.22	-14.38	-13.93	-1.63	-2.46	-5.49	-10.12	0.00	0.03	-0.26	0.22	-0.02	-0.01
23	-19.35	-4.57	0.00	-13.67	-2.55	0.02	-7.01	-0.05	0.00	0.03	-0.26	0.21	0.00	0.00
25	-25.16	-43.43	14.44	-13.77	-1.59	2.53	-5.10	10.04	-0.00	0.03	-0.26	0.22	0.02	0.01

Piédroit droit.

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-38.10	-57.78	16.34	-11.31	-0.97	3.01	1.29	-11.38	-0.00	-0.03	-0.50	0.24	-0.02	-0.01
3	-31.00	-8.90	0.00	-11.60	-1.96	-0.00	3.72	-0.00	-0.00	-0.03	-0.50	0.23	-0.00	-0.00
5	-38.10	-57.78	-16.34	-11.31	-0.97	-3.01	1.29	11.38	0.00	-0.03	-0.50	0.24	0.02	0.01
11	-28.18	0.25	-0.80	-11.38	-0.07	0.13	-0.42	0.81	0.00	-0.22	-0.50	0.00	0.00	-0.02
13	-30.71	-3.77	-0.00	-11.24	-1.99	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.20	-0.50	0.00	0.00	-0.00
15	-28.18	0.25	0.80	-11.38	-0.07	-0.13	-0.42	-0.81	-0.00	-0.22	-0.50	0.00	0.00	0.02
21	-21.28	-39.51	-13.38	-12.13	-1.01	-2.83	-1.70	-8.91	-0.00	-0.04	-0.50	-0.24	0.02	-0.01
23	-15.69	-3.45	-0.00	-11.98	-2.13	0.00	-4.27	0.00	0.00	-0.03	-0.50	-0.23	0.00	-0.00
25	-21.28	-39.51	13.38	-12.13	-1.01	2.83	-1.70	8.91	0.00	-0.04	-0.50	-0.24	-0.02	0.01

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz

1	-34.12	-2.70	6.31	-14.62	-5.55	-0.15	30.82	-4.82	0.00	0.02	-0.22	0.03	-0.01	0.01
3	-29.69	-0.62	0.00	-14.77	-4.20	-0.00	38.17	0.00	-0.00	0.02	-0.22	0.02	-0.00	-0.00
5	-34.12	-2.70	-6.31	-14.62	-5.55	0.15	30.82	4.82	-0.00	0.02	-0.22	0.03	0.01	-0.01
11	-29.66	-0.45	-0.58	5.81	3.31	3.29	-6.75	-0.41	0.00	0.03	-0.22	0.03	0.00	-0.03
13	-30.02	-2.58	-0.00	6.52	1.02	-0.00	-8.98	-0.00	-0.00	0.05	-0.22	0.04	0.00	0.00
15	-29.66	-0.45	0.58	5.81	3.31	-3.29	-6.75	0.41	-0.00	0.03	-0.22	0.03	0.00	0.03
21	-38.49	-11.88	-11.48	-27.09	-7.34	-0.38	-29.48	-7.16	0.00	0.01	-0.23	-0.15	0.02	0.01
23	-32.25	0.10	-0.00	-26.25	-6.32	-0.00	-33.08	0.00	-0.00	0.01	-0.23	-0.14	0.00	0.00
25	-38.49	-11.88	11.48	-27.09	-7.34	0.38	-29.48	7.16	-0.00	0.01	-0.23	-0.15	-0.02	-0.01

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-24.35	-44.09	11.57	-4.98	0.31	2.67	-2.69	-7.98	-0.00	-0.03	-0.30	0.19	-0.02	-0.01
3	-19.44	-6.30	0.07	-5.54	-0.66	-0.03	-1.02	-0.10	0.00	-0.03	-0.30	0.18	-0.00	0.00
5	-23.99	-44.93	-11.73	-4.88	0.40	-2.80	-4.58	7.83	0.00	-0.03	-0.30	0.20	0.02	0.01
11	-25.93	0.22	-0.78	-11.54	-0.05	2.60	-4.97	0.80	0.00	-0.22	-0.31	0.02	0.00	-0.02
13	-27.94	-3.37	0.01	-11.52	-2.10	0.00	-4.59	-0.01	0.00	-0.21	-0.31	0.02	0.00	0.00
15	-25.69	0.23	0.82	-11.76	-0.07	-2.49	-4.63	-0.83	-0.00	-0.22	-0.31	0.02	0.00	0.02
21	-30.88	-46.52	-16.81	-19.67	-2.62	-3.04	-7.62	-11.35	-0.00	-0.04	-0.31	-0.30	0.02	-0.01
23	-23.50	-4.51	0.00	-19.05	-3.67	0.02	-9.65	-0.05	-0.00	-0.04	-0.31	-0.29	-0.00	0.00
25	-30.77	-46.73	16.88	-19.51	-2.58	3.12	-7.23	11.27	0.00	-0.04	-0.31	-0.30	-0.02	0.01

Tablier (1).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	32.57	-1.81	5.89	3.94	6.53	-2.60	-5.87	15.95	0.00	0.00	-0.49	0.18	0.02	0.01
3	4.71	-5.07	0.00	2.32	6.52	0.00	-0.00	16.50	0.00	0.00	-0.49	0.17	0.00	-0.00
5	32.57	-1.81	-5.89	3.94	6.53	2.60	5.87	15.95	-0.00	0.00	-0.49	0.18	-0.02	-0.01
16	-0.26	0.59	-0.06	-4.11	-9.32	1.10	1.24	-2.97	0.00	0.00	-0.78	-0.08	-0.03	0.00
18	0.83	1.92	0.00	-2.67	-9.49	-0.00	0.00	-2.81	0.00	0.00	-0.78	-0.08	0.00	0.00
20	-0.26	0.59	0.06	-4.11	-9.32	-1.10	-1.24	-2.97	-0.00	0.00	-0.78	-0.08	0.03	0.00
31	17.38	3.93	-7.42	7.00	23.84	0.61	3.57	-25.88	0.00	0.00	-0.34	-0.04	0.01	-0.00
33	3.94	-0.13	0.00	5.61	22.87	-0.00	0.00	-25.94	0.00	0.00	-0.34	-0.04	0.00	0.00
35	17.38	3.93	7.42	7.00	23.84	-0.61	-3.57	-25.88	-0.00	0.00	-0.34	-0.04	-0.01	0.00

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-2.32	-28.26	-7.18	6.71	21.79	-1.05	3.80	28.92	0.00	-0.03	-0.19	0.07	0.01	-0.01
3	1.19	-25.36	0.00	5.45	21.25	-0.00	-0.00	30.33	0.00	-0.03	-0.19	0.07	-0.00	0.00
5	-2.32	-28.26	7.18	6.71	21.79	1.05	-3.80	28.92	-0.00	-0.03	-0.19	0.07	-0.01	0.01
16	-0.15	-22.29	-0.10	-5.55	-9.79	0.33	1.58	-0.88	0.00	-0.02	-0.57	-0.01	-0.04	0.00
18	0.32	-22.26	0.00	-3.10	-10.10	-0.00	0.00	-0.81	0.00	-0.02	-0.58	-0.01	-0.00	0.00
20	-0.15	-22.29	0.10	-5.55	-9.79	-0.33	-1.58	-0.88	-0.00	-0.02	-0.57	-0.01	0.04	0.00
31	20.70	-19.80	-8.32	8.25	26.62	0.55	7.67	-31.36	0.00	-0.02	-0.22	-0.01	0.02	-0.00
33	3.20	-23.54	0.00	6.37	25.68	-0.00	0.00	-32.11	0.00	-0.02	-0.22	-0.01	0.00	0.00
35	20.70	-19.80	8.32	8.25	26.62	-0.55	-7.67	-31.36	-0.00	-0.02	-0.22	-0.01	-0.02	0.00

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	37.07	-7.25	5.33	5.83	12.30	-3.03	-5.90	23.36	0.00	-0.00	-0.29	0.22	0.02	0.01
3	5.50	-9.64	-0.01	3.78	12.03	-0.01	0.01	24.20	0.00	-0.00	-0.29	0.21	0.00	0.00
5	36.94	-7.69	-5.17	5.86	12.46	3.00	5.81	23.49	-0.00	-0.00	-0.29	0.22	-0.02	-0.01
16	-0.30	-2.79	-0.09	-5.57	-12.13	1.13	1.66	-3.06	0.00	0.00	-0.73	-0.06	-0.04	0.00
18	0.85	-1.48	0.02	-3.53	-12.38	0.00	-0.00	-2.90	0.00	0.00	-0.74	-0.06	0.00	0.00
20	-0.29	-3.00	0.10	-5.57	-12.11	-1.12	-1.66	-3.02	-0.00	0.00	-0.73	-0.06	0.04	0.00
31	23.00	1.06	-9.62	9.06	30.28	0.79	5.56	-34.05	0.00	0.00	-0.24	-0.04	0.02	-0.00
33	4.58	-3.88	0.02	7.16	29.01	0.00	-0.01	-34.17	0.00	0.00	-0.24	-0.03	0.00	-0.00
35	22.98	0.95	9.63	9.05	30.24	-0.78	-5.58	-34.00	-0.00	0.00	-0.24	-0.04	-0.02	0.00

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	15.18	5.52	-7.36	6.26	20.59	0.05	-8.01	22.92	-0.00	0.00	-0.33	-0.04	-0.01	0.00
4	-0.15	1.45	0.00	-4.07	-5.67	0.17	-1.12	0.44	-0.00	0.00	-0.52	0.01	0.04	0.00
7	14.96	5.04	6.85	5.67	18.13	-0.26	-5.92	-21.56	-0.00	0.00	-0.32	0.01	-0.01	-0.00
15	3.67	1.58	0.00	4.87	19.92	-0.00	0.00	23.80	0.00	0.00	-0.33	-0.04	0.00	0.00
18	1.07	2.80	-0.00	-2.02	-5.98	0.00	-0.00	0.40	0.00	0.00	-0.54	0.00	0.00	0.00
21	3.46	1.47	-0.00	4.38	17.71	-0.00	0.00	-22.70	0.00	0.00	-0.32	0.01	0.00	0.00
29	15.18	5.52	7.36	6.26	20.59	-0.05	8.01	22.92	0.00	0.00	-0.33	-0.04	0.01	-0.00
32	-0.15	1.45	-0.00	-4.07	-5.67	-0.17	1.12	0.44	0.00	0.00	-0.52	0.01	-0.04	0.00
35	14.96	5.04	-6.85	5.67	18.13	0.26	5.92	-21.56	0.00	0.00	-0.32	0.01	0.01	0.00

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	20.02	-19.26	-8.41	8.04	25.70	0.34	-9.18	30.31	-0.00	-0.02	-0.22	-0.01	-0.02	0.00
4	-0.10	-22.51	-0.00	-5.54	-8.44	0.01	-1.52	0.04	-0.00	-0.01	-0.52	-0.00	0.05	0.00
7	19.92	-19.54	8.22	7.97	25.46	-0.38	-8.49	-30.07	-0.00	-0.01	-0.22	0.00	-0.02	-0.00
15	3.09	-22.99	0.00	6.17	24.89	-0.00	0.00	31.44	0.00	-0.02	-0.22	-0.01	0.00	0.00
18	0.84	-21.73	-0.00	-2.87	-8.82	0.00	-0.00	0.03	0.00	-0.01	-0.54	-0.00	0.00	0.00
21	3.09	-22.95	-0.00	6.14	24.74	-0.00	0.00	-31.35	0.00	-0.01	-0.22	0.00	0.00	0.00
29	20.02	-19.26	8.41	8.04	25.70	-0.34	9.18	30.31	0.00	-0.02	-0.22	-0.01	0.02	-0.00
32	-0.10	-22.51	0.00	-5.54	-8.44	-0.01	1.52	0.04	0.00	-0.01	-0.52	-0.00	-0.05	0.00
35	19.92	-19.54	-8.22	7.97	25.46	0.38	8.49	-30.07	0.00	-0.01	-0.22	0.00	0.02	0.00

Tablier (3).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz

1	15.49	4.67	6.85	5.81	18.76	-0.41	4.82	22.28	0.00	0.00	-0.32	0.01	0.01	0.00
3	3.54	1.12	0.00	4.53	18.25	-0.00	-0.00	23.14	0.00	0.00	-0.32	0.01	0.00	0.00
5	15.49	4.67	-6.85	5.81	18.76	0.41	-4.82	22.28	-0.00	0.00	-0.32	0.01	-0.01	-0.00
16	-0.16	1.23	0.03	-4.08	-6.61	-0.06	1.14	0.15	0.00	0.00	-0.56	0.00	-0.03	0.00
18	0.98	2.58	0.00	-2.18	-6.86	-0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	-0.58	0.00	0.00	0.00
20	-0.16	1.23	-0.03	-4.08	-6.61	0.06	-1.14	0.15	-0.00	0.00	-0.56	0.00	0.03	0.00
31	9.73	4.61	-5.08	5.77	17.95	0.41	4.93	-21.97	0.00	0.00	-0.33	-0.01	0.01	0.00
33	3.97	1.14	-0.00	4.35	17.50	-0.00	0.00	-22.91	0.00	0.00	-0.33	-0.01	0.00	0.00
35	9.73	4.61	5.08	5.77	17.95	-0.41	-4.93	-21.97	-0.00	0.00	-0.33	-0.01	-0.01	-0.00

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	20.22	-19.65	8.26	8.02	25.65	-0.45	7.97	30.33	0.00	-0.01	-0.22	0.00	0.02	0.00
3	3.12	-23.05	0.00	6.18	24.90	-0.00	-0.00	31.49	0.00	-0.01	-0.22	0.00	0.00	0.00
5	20.22	-19.65	-8.26	8.02	25.65	0.45	-7.97	30.33	-0.00	-0.01	-0.22	0.00	-0.02	-0.00
16	-0.12	-22.65	0.04	-5.54	-8.82	-0.07	1.53	0.19	0.00	-0.00	-0.54	0.00	-0.05	0.00
18	0.79	-21.75	-0.00	-2.93	-9.18	-0.00	0.00	0.18	0.00	-0.00	-0.56	0.00	0.00	0.00
20	-0.12	-22.65	-0.04	-5.54	-8.82	0.07	-1.53	0.19	-0.00	-0.00	-0.54	0.00	0.05	0.00
31	12.00	-19.67	-5.76	7.96	24.62	0.45	8.06	-29.94	0.00	0.01	-0.22	-0.01	0.02	0.00
33	3.80	-23.00	-0.00	5.96	23.98	-0.00	0.00	-31.25	0.00	0.01	-0.22	-0.01	0.00	0.00
35	12.00	-19.67	5.76	7.96	24.62	-0.45	-8.06	-29.94	-0.00	0.01	-0.22	-0.01	-0.02	-0.00

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	20.84	1.70	8.98	7.92	25.50	-0.51	7.01	30.20	0.00	0.00	-0.21	0.01	0.01	0.00
3	4.11	-2.61	0.01	6.15	24.79	0.00	0.00	31.40	0.00	0.00	-0.22	0.01	0.00	-0.00
5	20.84	1.66	-8.97	7.92	25.51	0.51	-7.02	30.20	-0.00	0.00	-0.21	0.01	-0.01	-0.00
16	-0.18	-2.37	0.04	-5.53	-8.88	-0.07	1.54	0.19	0.00	0.00	-0.54	0.00	-0.05	0.00
18	1.12	-0.92	0.01	-2.94	-9.23	0.00	0.00	0.18	0.00	0.00	-0.56	0.00	-0.00	0.00
20	-0.18	-2.38	-0.04	-5.53	-8.88	0.07	-1.54	0.19	-0.00	0.00	-0.54	0.00	0.05	0.00
31	12.61	1.57	-6.42	7.86	24.46	0.50	7.28	-29.85	0.00	0.00	-0.22	-0.02	0.02	0.00
33	4.73	-2.56	0.01	5.92	23.82	0.00	-0.00	-31.13	-0.00	0.00	-0.22	-0.01	-0.00	-0.00
35	12.61	1.59	6.43	7.86	24.46	-0.50	-7.28	-29.85	-0.00	0.00	-0.22	-0.02	-0.02	-0.00

Tablier (4).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	19.16	4.70	-8.00	6.25	20.14	0.27	-5.94	22.26	-0.00	0.00	-0.33	-0.01	-0.01	-0.00
4	-0.15	0.98	-0.04	-4.21	-6.28	-0.22	-1.23	-0.56	-0.00	0.00	-0.57	-0.00	0.04	0.00
7	17.64	5.26	8.13	6.97	23.45	0.04	-5.85	-23.56	-0.00	-0.00	-0.36	0.07	-0.01	-0.00
15	3.27	1.16	0.00	4.86	19.66	-0.00	0.00	23.47	0.00	0.00	-0.33	-0.01	0.00	0.00

18	0.97	2.57	-0.00	-2.23	-6.59	0.00	-0.00	-0.49	0.00	0.00	-0.59	-0.00	0.00	0.00
21	4.25	1.41	-0.00	5.49	22.60	0.00	0.00	-24.59	0.00	-0.00	-0.36	0.06	0.00	0.00
29	19.16	4.70	8.00	6.25	20.14	-0.27	5.94	22.26	0.00	0.00	-0.33	-0.01	0.01	0.00
32	-0.15	0.98	0.04	-4.21	-6.28	0.22	1.23	-0.56	0.00	0.00	-0.57	-0.00	-0.04	0.00
35	17.64	5.26	-8.13	6.97	23.45	-0.04	5.85	-23.56	0.00	-0.00	-0.36	0.07	0.01	0.00

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	25.67	-19.77	-9.76	8.70	27.97	0.41	-8.64	30.83	-0.00	0.01	-0.22	-0.01	-0.02	-0.00
4	-0.11	-22.84	-0.03	-5.72	-9.17	-0.13	-1.68	-0.32	-0.00	0.01	-0.58	-0.00	0.05	0.00
7	22.43	-19.09	9.34	9.11	29.96	-0.20	-8.73	-31.69	-0.00	0.02	-0.25	0.05	-0.02	-0.00
15	2.79	-23.08	0.00	6.73	27.19	-0.00	0.00	32.27	0.00	0.01	-0.22	-0.01	0.00	0.00
18	0.80	-21.76	-0.00	-3.12	-9.57	0.00	-0.00	-0.27	0.00	0.01	-0.60	-0.00	0.00	0.00
21	3.70	-22.91	-0.00	7.10	28.90	0.00	0.00	-32.94	0.00	0.02	-0.25	0.04	0.00	0.00
29	25.67	-19.77	9.76	8.70	27.97	-0.41	8.64	30.83	0.00	0.01	-0.22	-0.01	0.02	0.00
32	-0.11	-22.84	0.03	-5.72	-9.17	0.13	1.68	-0.32	0.00	0.01	-0.58	-0.00	-0.05	0.00
35	22.43	-19.09	-9.34	9.11	29.96	0.20	8.73	-31.69	0.00	0.02	-0.25	0.05	0.02	0.00

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	26.22	1.79	-10.59	8.54	27.49	0.40	-8.08	30.33	-0.00	0.00	-0.22	-0.02	-0.02	-0.00
4	-0.17	-2.54	-0.04	-5.71	-8.76	-0.23	-1.67	-0.59	-0.00	0.00	-0.56	-0.00	0.05	0.00
7	23.65	2.62	10.60	9.32	31.11	-0.02	-8.20	-31.84	-0.00	0.00	-0.26	0.07	-0.02	-0.00
15	3.77	-2.52	0.02	6.63	26.82	-0.00	-0.00	31.95	-0.00	0.00	-0.22	-0.01	-0.00	-0.00
18	1.13	-0.82	0.02	-3.06	-9.17	0.00	-0.00	-0.51	-0.00	0.00	-0.59	-0.00	-0.00	0.00
21	5.01	-2.20	0.01	7.31	29.96	0.00	-0.01	-33.16	-0.00	0.00	-0.26	0.07	-0.00	-0.00
29	26.21	1.77	10.60	8.54	27.49	-0.40	8.07	30.33	0.00	0.00	-0.22	-0.02	0.02	0.00
32	-0.17	-2.61	0.05	-5.71	-8.76	0.23	1.67	-0.59	0.00	0.00	-0.56	-0.00	-0.05	0.00
35	23.64	2.50	-10.58	9.32	31.10	0.02	8.19	-31.83	0.00	0.00	-0.25	0.07	0.02	0.00

Tablier (5).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	17.28	3.53	8.04	8.32	30.04	-0.33	5.86	30.57	0.00	-0.00	-0.36	0.07	0.01	0.00
3	3.61	-1.67	0.00	6.83	28.97	0.00	-0.00	30.35	0.00	-0.00	-0.36	0.06	0.00	0.00

5	17.28	3.53	-8.04	8.32	30.04	0.33	-5.86	30.57	-0.00	-0.00	-0.36	0.07	-0.01	-0.00
21	-0.06	-1.22	0.04	-1.60	-16.23	-2.12	0.90	3.74	0.00	-0.00	-1.05	0.09	0.01	0.00
23	0.70	0.46	0.00	-2.88	-16.53	-0.00	0.00	2.70	0.00	-0.00	-1.05	0.08	-0.00	0.00
25	-0.06	-1.22	-0.04	-1.60	-16.23	2.12	-0.90	3.74	-0.00	-0.00	-1.05	0.09	-0.01	0.00
41	36.91	-3.47	-7.89	5.12	11.36	2.69	-6.87	-20.27	0.00	0.00	-0.54	-0.24	0.02	-0.01
43	4.68	-7.61	-0.00	3.33	11.17	-0.00	-0.00	-19.99	0.00	0.00	-0.54	-0.23	0.00	-0.00
45	36.91	-3.47	7.89	5.12	11.36	-2.69	6.87	-20.27	-0.00	0.00	-0.54	-0.24	-0.02	0.01

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	22.11	-20.42	9.58	10.18	35.42	-0.28	8.74	38.25	0.00	0.02	-0.25	0.05	0.02	0.00
3	3.14	-25.34	0.00	8.13	34.21	0.00	-0.00	38.32	0.00	0.02	-0.25	0.04	0.00	0.00
5	22.11	-20.42	-9.58	10.18	35.42	0.28	-8.74	38.25	-0.00	0.02	-0.25	0.05	-0.02	-0.00
21	-0.04	-24.15	0.02	-2.17	-19.44	-0.93	1.07	1.66	0.00	0.02	-0.91	0.02	0.00	0.00
23	0.40	-23.71	-0.00	-3.47	-19.95	-0.00	0.00	1.15	0.00	0.02	-0.92	0.02	0.00	0.00
25	-0.04	-24.15	-0.02	-2.17	-19.44	0.93	-1.07	1.66	-0.00	0.02	-0.91	0.02	-0.00	0.00
41	1.49	-30.55	6.36	8.14	27.65	1.12	2.85	-34.59	0.00	0.03	-0.25	-0.15	0.02	0.01
43	1.28	-28.07	0.00	6.62	26.90	-0.00	-0.00	-34.93	-0.00	0.03	-0.25	-0.14	0.00	0.00
45	1.49	-30.55	-6.36	8.14	27.65	-1.12	-2.85	-34.59	-0.00	0.03	-0.25	-0.15	-0.02	-0.01

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	23.19	0.41	10.55	10.92	38.94	-0.43	8.20	40.58	0.00	0.00	-0.25	0.07	0.02	0.00
3	4.23	-5.87	0.02	8.88	37.52	0.00	-0.01	40.28	-0.00	0.00	-0.26	0.07	-0.00	-0.00
5	23.20	0.51	-10.55	10.93	38.98	0.44	-8.21	40.64	-0.00	0.00	-0.26	0.07	-0.02	-0.00
21	-0.07	-5.24	0.06	-2.17	-21.52	-2.30	1.19	4.03	0.00	0.01	-1.09	0.07	0.01	0.00
23	0.75	-3.33	0.02	-3.83	-21.95	0.00	0.00	2.95	-0.00	0.01	-1.10	0.07	-0.00	0.00
25	-0.07	-5.05	-0.05	-2.17	-21.53	2.32	-1.19	4.08	-0.00	0.01	-1.09	0.08	-0.01	0.00
41	42.30	-9.92	-7.56	7.38	18.71	3.09	-7.07	-29.20	0.00	0.01	-0.35	-0.30	0.02	-0.01
43	5.44	-12.87	-0.02	5.07	18.03	-0.01	-0.02	-28.80	-0.00	0.01	-0.35	-0.29	-0.00	0.00
45	42.43	-9.47	7.72	7.36	18.55	-3.12	7.16	-29.07	-0.00	0.01	-0.36	-0.30	-0.02	0.01

Radier (1).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	36.91	-5.00	-2.08	-4.99	-6.35	-3.44	-5.88	-24.78	-0.00	-0.00	-0.43	-0.21	0.02	-0.01
3	0.03	-1.48	-0.14	0.07	7.91	1.69	0.63	2.30	-0.00	-0.00	-0.08	0.01	0.01	0.00
5	20.65	2.72	7.66	-7.13	-19.86	1.40	5.75	31.70	-0.00	-0.00	-0.32	0.01	0.02	0.00
11	8.78	-6.48	-0.00	-2.61	-6.19	0.00	-0.00	-25.55	-0.00	-0.00	-0.43	-0.20	0.00	-0.00

13	0.72	0.33	0.00	1.62	7.97	-0.00	-0.00	1.98	0.00	-0.00	-0.08	0.01	-0.00	0.00
15	6.53	-1.19	-0.00	-5.32	-19.01	0.00	-0.00	32.27	0.00	-0.00	-0.32	0.01	-0.00	0.00
21	36.91	-5.00	2.08	-4.99	-6.35	3.44	5.88	-24.79	0.00	-0.00	-0.43	-0.21	-0.02	0.01
23	0.03	-1.48	0.14	0.07	7.91	-1.69	-0.63	2.30	0.00	-0.00	-0.08	0.01	-0.01	0.00
25	20.65	2.72	-7.66	-7.13	-19.86	-1.40	-5.75	31.70	0.00	-0.00	-0.32	0.01	-0.02	-0.00

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-15.79	-32.06	8.84	-4.74	-14.46	-0.66	5.28	-23.07	-0.00	-0.02	-0.17	0.01	0.01	0.02
3	0.01	-22.26	-0.11	0.42	5.67	-0.06	-0.18	-0.09	-0.00	-0.02	-0.03	0.00	0.00	0.00
5	15.71	-15.45	5.35	-5.87	-16.14	1.06	5.86	25.88	-0.00	-0.01	-0.20	0.00	0.01	0.00
11	-1.04	-31.27	-0.00	-3.93	-14.45	0.00	-0.00	-24.91	-0.00	-0.02	-0.17	0.01	-0.00	-0.00
13	-0.23	-22.74	-0.00	1.08	5.67	-0.00	0.00	-0.41	0.00	-0.02	-0.02	0.00	0.00	0.00
15	4.42	-18.09	-0.00	-4.35	-15.56	0.00	-0.00	26.95	0.00	-0.01	-0.20	0.00	-0.00	0.00
21	-15.79	-32.06	-8.84	-4.74	-14.46	0.66	-5.28	-23.07	0.00	-0.02	-0.17	0.01	-0.01	-0.02
23	0.01	-22.26	0.11	0.42	5.67	0.06	0.18	-0.09	0.00	-0.02	-0.03	0.00	-0.00	0.00
25	15.71	-15.45	-5.35	-5.87	-16.14	-1.06	-5.86	25.88	0.00	-0.01	-0.20	0.00	-0.01	-0.00

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	26.89	-1.00	-2.46	-2.90	-2.31	-2.46	-5.22	-14.72	-0.00	-0.00	-0.23	-0.16	0.02	-0.01
3	0.01	0.16	-0.07	0.05	5.84	1.15	0.47	1.45	-0.00	0.00	-0.00	0.02	0.01	0.00
5	17.59	3.92	6.73	-6.06	-16.86	1.14	4.95	26.92	-0.00	0.00	-0.21	0.01	0.01	0.00
11	6.05	-1.97	-0.13	-1.28	-2.13	0.01	-0.06	-14.83	-0.00	0.00	-0.23	-0.15	0.00	0.00
13	0.72	2.44	0.05	1.20	5.88	0.00	0.00	0.69	-0.00	0.00	-0.00	0.02	-0.00	0.00
15	5.91	0.62	0.08	-4.52	-16.21	-0.00	0.00	27.58	0.00	0.00	-0.21	0.00	0.00	-0.00
21	27.77	0.92	2.89	-2.82	-1.92	2.52	5.44	-14.32	0.00	0.00	-0.23	-0.16	-0.01	0.01
23	0.01	1.40	0.10	0.05	5.84	-1.17	-0.48	1.49	0.00	0.00	-0.00	0.02	-0.01	0.00
25	17.63	4.62	-6.72	-6.06	-16.88	-1.15	-4.94	26.95	0.00	0.00	-0.21	0.01	-0.01	-0.00

Radier (2).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	18.51	1.28	6.71	-7.33	-20.73	1.28	-8.02	-32.65	0.00	-0.00	-0.32	0.01	-0.02	-0.00
3	6.12	-2.31	0.00	-5.50	-19.77	-0.00	0.00	-33.72	0.00	-0.00	-0.32	0.01	-0.00	0.00
5	18.51	1.28	-6.71	-7.33	-20.73	-1.28	8.02	-32.65	-0.00	-0.00	-0.32	0.01	0.02	0.00
11	-0.04	-1.84	0.01	0.56	7.29	0.02	0.22	-0.00	0.00	-0.00	-0.11	-0.00	-0.00	0.00
13	0.95	-0.31	0.00	1.42	7.26	0.00	-0.00	0.18	0.00	-0.00	-0.10	-0.00	-0.00	0.00
15	-0.04	-1.84	-0.01	0.56	7.29	-0.02	-0.22	-0.00	-0.00	-0.00	-0.11	-0.00	0.00	0.00
21	18.43	1.62	-6.68	-6.82	-18.98	-1.27	-6.62	30.26	0.00	-0.00	-0.31	-0.00	-0.01	0.00
23	5.98	-1.85	-0.00	-5.10	-18.24	-0.00	0.00	31.42	0.00	-0.00	-0.31	-0.00	-0.00	-0.00
25	18.43	1.62	6.68	-6.82	-18.98	1.27	6.62	30.26	-0.00	-0.00	-0.31	-0.00	0.01	-0.00

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	15.31	-15.96	5.19	-5.97	-16.59	1.08	-6.07	-26.36	0.00	-0.01	-0.21	0.00	-0.01	-0.00
3	4.25	-18.45	0.00	-4.45	-15.94	-0.00	0.00	-27.38	0.00	-0.01	-0.21	0.00	-0.00	0.00
5	15.31	-15.96	-5.19	-5.97	-16.59	-1.08	6.07	-26.36	-0.00	-0.01	-0.21	0.00	0.01	0.00
11	-0.03	-14.64	0.02	0.45	6.08	0.00	0.16	0.00	0.00	-0.01	-0.03	-0.00	-0.00	0.00
13	0.41	-13.56	0.00	1.18	6.06	0.00	-0.00	0.04	0.00	-0.01	-0.02	-0.00	-0.00	0.00
15	-0.03	-14.64	-0.02	0.45	6.08	-0.00	-0.16	0.00	-0.00	-0.01	-0.03	-0.00	0.00	0.00
21	15.42	-10.28	-5.37	-5.83	-16.17	-1.07	-5.88	25.83	0.00	-0.00	-0.20	-0.00	-0.01	0.00
23	4.52	-12.76	-0.00	-4.34	-15.53	-0.00	0.00	26.78	0.00	-0.00	-0.20	-0.00	-0.00	-0.00
25	15.42	-10.28	5.37	-5.83	-16.17	1.07	5.88	25.83	-0.00	-0.00	-0.20	-0.00	0.01	-0.00

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	15.95	3.10	5.86	-6.29	-17.85	1.13	-6.57	-28.11	0.00	0.00	-0.22	0.01	-0.01	-0.00
3	5.62	-0.50	0.08	-4.73	-17.01	0.00	-0.01	-28.99	0.00	0.00	-0.22	0.00	0.00	-0.00
5	15.92	2.46	-5.80	-6.28	-17.82	-1.13	6.56	-28.06	-0.00	0.00	-0.22	0.01	0.01	0.00
11	-0.03	-0.25	0.01	0.48	6.24	0.01	0.18	0.01	0.00	0.00	-0.03	-0.00	-0.00	0.00
13	0.93	1.02	0.08	1.21	6.20	0.00	0.00	0.19	0.00	0.00	-0.02	-0.00	0.00	0.00
15	-0.03	-0.64	-0.01	0.48	6.23	-0.01	-0.18	0.01	-0.00	0.00	-0.03	-0.00	0.00	0.00
21	15.64	2.68	-5.79	-5.78	-16.13	-1.09	-5.58	25.74	0.00	0.00	-0.20	-0.00	-0.01	0.00
23	5.42	-0.58	0.05	-4.33	-15.49	-0.00	0.00	26.66	0.00	0.00	-0.20	-0.00	0.00	-0.00
25	15.63	2.50	5.81	-5.78	-16.13	1.09	5.58	25.74	-0.00	0.00	-0.20	-0.00	0.01	-0.00

Radier (3).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	18.67	1.95	-6.86	-6.76	-18.74	-1.25	6.43	-29.97	-0.00	-0.00	-0.31	-0.00	0.01	-0.00
3	-0.04	-1.63	-0.06	0.48	6.99	-0.13	-0.14	-0.19	-0.00	0.00	-0.10	-0.00	0.00	0.00
5	8.14	2.04	4.61	-6.54	-17.53	1.08	7.81	29.61	-0.00	0.00	-0.31	0.01	0.01	-0.01
11	6.02	-1.61	-0.00	-5.05	-18.04	0.00	-0.00	-31.11	-0.00	-0.00	-0.31	-0.00	-0.00	-0.00
13	0.97	0.07	-0.00	1.36	6.98	-0.00	0.00	-0.07	-0.00	0.00	-0.10	-0.00	0.00	0.00
15	5.96	-1.09	0.00	-4.75	-16.88	0.00	-0.00	30.76	-0.00	0.00	-0.31	0.01	-0.00	0.00
21	18.67	1.95	6.86	-6.76	-18.74	1.25	-6.43	-29.97	0.00	-0.00	-0.31	-0.00	-0.01	0.00
23	-0.04	-1.63	0.06	0.48	6.99	0.13	0.14	-0.19	0.00	0.00	-0.10	-0.00	-0.00	0.00
25	8.14	2.04	-4.61	-6.54	-17.53	-1.08	-7.81	29.61	0.00	0.00	-0.31	0.01	-0.01	0.01

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	15.51	-10.19	-5.43	-5.83	-16.15	-1.07	5.76	-25.79	-0.00	-0.00	-0.20	-0.00	0.01	-0.00
3	-0.03	-11.91	-0.05	0.41	6.01	-0.12	-0.12	-0.18	-0.00	-0.00	-0.03	-0.00	0.00	0.00
5	6.76	-9.54	3.65	-5.65	-15.10	0.93	6.89	25.50	-0.00	0.00	-0.20	0.01	0.01	-0.00
11	4.51	-12.71	-0.00	-4.34	-15.52	0.00	-0.00	-26.71	-0.00	-0.00	-0.20	-0.00	-0.00	-0.00
13	0.47	-10.62	-0.00	1.17	5.99	-0.00	0.00	-0.08	-0.00	-0.00	-0.02	-0.00	0.00	0.00
15	4.54	-11.82	0.00	-4.09	-14.54	0.00	-0.00	26.48	-0.00	0.00	-0.20	0.01	-0.00	0.00
21	15.51	-10.19	5.43	-5.83	-16.15	1.07	-5.76	-25.79	0.00	-0.00	-0.20	-0.00	-0.01	0.00
23	-0.03	-11.91	0.05	0.41	6.01	0.12	0.12	-0.18	0.00	-0.00	-0.03	-0.00	-0.00	0.00
25	6.76	-9.54	-3.65	-5.65	-15.10	-0.93	-6.89	25.50	0.00	0.00	-0.20	0.01	-0.01	0.00

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	15.87	2.84	-5.97	-5.72	-15.87	-1.07	5.39	-25.43	-0.00	0.00	-0.20	-0.00	0.01	-0.00
3	-0.03	-0.52	-0.05	0.41	5.95	-0.11	-0.12	-0.17	-0.00	0.00	-0.03	-0.00	0.00	0.00
5	7.05	3.02	4.13	-5.57	-14.96	0.94	6.59	25.29	-0.00	-0.00	-0.20	0.01	0.01	-0.00
11	5.46	-0.33	0.05	-4.27	-15.27	0.00	-0.00	-26.35	0.00	0.00	-0.20	-0.00	0.00	-0.00
13	0.95	1.12	0.05	1.16	5.93	0.00	-0.00	-0.08	0.00	0.00	-0.02	-0.00	0.00	0.00
15	5.42	0.05	0.05	-4.05	-14.40	0.00	0.00	26.24	-0.00	0.00	-0.20	0.01	-0.00	-0.00
21	15.88	3.00	6.00	-5.72	-15.87	1.07	-5.39	-25.44	0.00	0.00	-0.20	-0.00	-0.01	0.00
23	-0.03	-0.50	0.05	0.41	5.95	0.11	0.12	-0.17	0.00	0.00	-0.03	-0.00	-0.00	0.00
25	7.05	2.91	-4.10	-5.57	-14.96	-0.93	-6.59	25.28	0.00	-0.00	-0.20	0.01	-0.01	0.00

Radier (4).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	25.01	1.60	7.66	-7.22	-20.44	1.46	-5.48	-30.88	0.00	0.00	-0.31	0.01	-0.01	0.01
3	6.28	-1.99	0.00	-5.46	-19.65	-0.00	0.00	-32.01	0.00	0.00	-0.31	0.01	-0.00	0.00
5	25.01	1.60	-7.66	-7.22	-20.44	-1.46	5.48	-30.88	-0.00	0.00	-0.31	0.01	0.01	-0.01
11	-0.03	-1.66	0.03	0.37	7.00	0.12	0.13	-0.23	0.00	0.00	-0.10	0.00	-0.00	0.00
13	0.83	-0.04	0.00	1.36	6.91	0.00	-0.00	-0.37	0.00	0.00	-0.09	0.00	-0.00	0.00
15	-0.03	-1.66	-0.03	0.37	7.00	-0.12	-0.13	-0.23	-0.00	0.00	-0.10	0.00	0.00	0.00
21	18.32	0.99	-6.12	-7.68	-22.33	-1.30	-6.28	34.20	0.00	0.00	-0.34	-0.01	-0.01	0.00
23	6.75	-2.01	0.00	-5.90	-21.18	-0.00	0.00	35.23	-0.00	0.00	-0.34	-0.01	-0.00	-0.00
25	18.32	0.99	6.12	-7.68	-22.33	1.30	6.28	34.20	-0.00	0.00	-0.34	-0.01	0.01	-0.00

POUSSÉE DES TERRES

Efforts	Déplacements
---------	--------------

Noeud	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	21.04	-9.99	6.17	-6.23	-17.60	1.25	-5.00	-26.63	0.00	0.00	-0.21	0.01	-0.01	0.00
3	4.81	-12.55	0.00	-4.69	-16.88	-0.00	0.00	-27.51	0.00	0.00	-0.21	0.01	-0.00	0.00
5	21.04	-9.99	-6.17	-6.23	-17.60	-1.25	5.00	-26.63	-0.00	0.00	-0.21	0.01	0.01	-0.00
11	-0.02	-13.79	0.01	0.32	6.02	0.11	0.10	-0.21	0.00	0.01	-0.02	0.00	-0.00	0.00
13	0.34	-12.58	0.00	1.17	5.93	0.00	-0.00	-0.32	0.00	0.01	-0.02	0.00	-0.00	0.00
15	-0.02	-13.79	-0.01	0.32	6.02	-0.11	-0.10	-0.21	-0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.00
21	15.31	-15.09	-4.83	-6.62	-19.06	-1.12	-5.72	29.30	0.00	0.01	-0.23	-0.01	-0.01	0.00
23	5.03	-17.16	0.00	-5.06	-18.15	-0.00	0.00	30.25	-0.00	0.01	-0.23	-0.01	-0.00	-0.00
25	15.31	-15.09	4.83	-6.62	-19.06	1.12	5.72	29.30	-0.00	0.01	-0.23	-0.01	0.01	-0.00

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts							Déplacements						
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	21.32	2.45	6.67	-6.16	-17.48	1.26	-4.67	-26.46	0.00	-0.00	-0.20	0.01	-0.01	0.00
3	5.72	-0.78	0.05	-4.66	-16.79	-0.00	-0.00	-27.35	-0.00	0.00	-0.20	0.01	-0.00	-0.00
5	21.33	2.56	-6.66	-6.16	-17.49	-1.26	4.67	-26.46	-0.00	-0.00	-0.20	0.01	0.01	-0.00
11	-0.03	-0.59	0.02	0.33	6.13	0.11	0.12	-0.22	0.00	0.00	-0.02	0.01	-0.00	0.00
13	0.82	1.13	0.07	1.19	6.04	0.00	-0.00	-0.45	-0.00	0.00	-0.02	0.00	-0.00	0.00
15	-0.03	-0.28	-0.02	0.33	6.14	-0.11	-0.12	-0.22	-0.00	0.00	-0.02	0.01	0.00	0.00
21	16.21	2.02	-5.37	-6.89	-20.17	-1.13	-5.48	30.71	0.00	0.00	-0.24	-0.01	-0.01	0.01
23	6.30	-0.42	0.08	-5.31	-19.11	0.00	0.00	31.59	-0.00	-0.00	-0.24	-0.01	-0.00	0.00
25	16.23	2.57	5.42	-6.89	-20.20	1.14	5.48	30.75	-0.00	-0.00	-0.24	-0.01	0.01	-0.01

Radier (5).

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts							Déplacements						
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	18.98	4.21	-7.01	-7.06	-19.59	-1.57	6.31	-31.34	-0.00	0.00	-0.34	-0.01	0.01	-0.00
3	0.03	-0.49	0.17	-0.46	6.02	-1.39	1.07	-1.79	-0.00	0.00	-0.06	-0.01	0.02	0.00
5	37.92	-2.53	1.41	-4.85	-5.46	3.70	-6.91	24.58	-0.00	0.00	-0.46	0.24	0.02	0.01
11	7.12	-0.26	0.00	-5.34	-18.94	0.00	-0.00	-31.87	-0.00	0.00	-0.34	-0.01	-0.00	-0.00
13	0.52	1.20	0.00	1.24	6.01	0.00	0.00	-1.23	-0.00	0.00	-0.06	-0.01	-0.00	0.00
15	9.65	-5.21	-0.00	-2.41	-5.37	0.00	-0.00	24.77	0.00	0.00	-0.46	0.23	-0.00	-0.00
21	18.98	4.21	7.01	-7.06	-19.59	1.57	-6.31	-31.34	0.00	0.00	-0.34	-0.01	-0.01	0.00
23	0.03	-0.49	-0.17	-0.46	6.02	1.39	-1.07	-1.79	0.00	0.00	-0.06	-0.01	-0.02	0.00
25	37.92	-2.53	-1.41	-4.85	-5.46	-3.70	6.91	24.58	0.00	0.00	-0.46	0.24	-0.02	-0.01

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts							Déplacements						
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	15.83	-12.56	-5.39	-6.09	-16.72	-1.32	5.74	-26.81	-0.00	0.01	-0.23	-0.01	0.01	-0.00
3	0.01	-20.42	0.16	-0.07	4.85	-0.06	0.30	-0.07	-0.00	0.02	-0.00	-0.00	0.01	0.00
5	-10.23	-29.74	-7.48	-4.78	-13.41	1.06	3.27	23.16	-0.00	0.02	-0.21	0.03	0.01	-0.01
11	5.33	-15.81	0.00	-4.58	-16.23	0.00	-0.00	-27.64	-0.00	0.01	-0.23	-0.01	-0.00	-0.00

13	-0.09	-20.65	0.00	0.93	4.79	-0.00	0.00	0.21	-0.00	0.02	0.00	-0.00	-0.00	0.00
15	0.06	-30.58	-0.00	-3.82	-13.56	0.00	-0.00	24.79	0.00	0.02	-0.21	0.02	-0.00	-0.00
21	15.83	-12.56	5.39	-6.09	-16.72	1.32	-5.74	-26.81	0.00	0.01	-0.23	-0.01	-0.01	0.00
23	0.01	-20.42	-0.16	-0.07	4.85	0.06	-0.30	-0.07	0.00	0.02	-0.00	-0.00	-0.01	0.00
25	-10.23	-29.74	7.48	-4.78	-13.41	-1.06	-3.27	23.16	0.00	0.02	-0.21	0.03	-0.01	0.01

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	17.01	6.40	-6.56	-6.17	-17.00	-1.40	5.50	-27.49	-0.00	-0.00	-0.24	-0.01	0.01	-0.01
3	0.01	2.52	0.13	-0.38	4.65	-0.89	0.86	-1.06	0.00	-0.00	0.02	-0.02	0.01	0.00
5	30.62	3.48	2.78	-2.87	-1.20	2.87	-6.63	14.97	-0.00	-0.00	-0.27	0.20	0.02	0.01
11	6.73	1.65	0.09	-4.66	-16.53	-0.00	0.00	-28.12	-0.00	-0.00	-0.24	-0.01	-0.00	0.00
13	0.58	3.54	0.06	0.96	4.65	-0.00	-0.00	-0.23	0.00	-0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00
15	7.01	-0.80	-0.13	-1.18	-1.55	0.01	0.05	15.19	0.00	-0.00	-0.28	0.18	-0.00	0.00
21	16.98	5.81	6.57	-6.17	-16.99	1.40	-5.50	-27.46	0.00	0.00	-0.24	-0.01	-0.01	0.01
23	0.02	1.38	-0.11	-0.38	4.66	0.88	-0.86	-1.03	0.00	-0.00	0.02	-0.01	-0.01	0.00
25	29.79	1.58	-2.37	-2.94	-1.58	-2.82	6.42	15.35	0.00	-0.00	-0.27	0.19	-0.02	-0.01

Mur intermédiaire

POIDS PROPRE

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-46.62	-26.62	-19.01	3.29	0.63	0.20	1.50	0.16	0.00	-0.00	-0.34	-0.04	-0.01	0.00
3	-43.99	-0.61	-0.69	1.10	0.00	-0.78	1.40	-0.11	-0.00	-0.02	-0.33	0.01	0.00	0.00
5	-65.36	-42.48	24.37	-1.06	-0.29	-0.20	1.85	-0.57	0.00	-0.00	-0.32	0.01	0.02	0.00
11	-42.78	-5.46	0.00	3.06	0.65	0.00	1.64	-0.00	0.00	-0.00	-0.34	-0.04	0.00	0.00
13	-51.92	-8.20	0.00	1.04	0.19	-0.00	1.40	0.00	0.00	-0.02	-0.33	0.01	0.00	0.00
15	-58.47	-10.87	-0.00	-0.95	-0.25	-0.00	1.28	0.00	-0.00	-0.00	-0.32	0.01	-0.00	0.00
21	-46.62	-26.62	19.01	3.29	0.63	-0.20	1.50	-0.16	-0.00	-0.00	-0.34	-0.04	0.01	-0.00
23	-43.99	-0.61	0.69	1.10	0.00	0.78	1.40	0.11	0.00	-0.02	-0.33	0.01	0.00	-0.00
25	-65.36	-42.48	-24.37	-1.06	-0.29	0.20	1.85	0.57	-0.00	-0.00	-0.32	0.01	-0.02	-0.00

POUSSÉE DES TERRES

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-60.25	-32.14	-22.49	0.94	0.18	0.05	0.55	0.00	-0.00	-0.02	-0.22	-0.01	-0.02	0.00
3	-46.98	-0.70	-0.84	0.21	0.00	-0.25	0.45	-0.02	-0.00	-0.02	-0.21	0.00	0.00	0.00
5	-53.86	-32.94	18.81	-0.49	-0.12	-0.03	0.57	-0.26	-0.00	-0.01	-0.21	0.00	0.01	0.00
11	-54.14	-4.09	0.00	0.83	0.18	0.00	0.50	-0.00	0.00	-0.02	-0.22	-0.01	0.00	0.00
13	-51.57	-6.01	0.00	0.19	0.03	-0.00	0.44	0.00	0.00	-0.02	-0.21	0.00	0.00	0.00
15	-47.86	-6.37	-0.00	-0.43	-0.11	-0.00	0.42	0.00	-0.00	-0.01	-0.21	0.00	-0.00	0.00
21	-60.25	-32.14	22.49	0.94	0.18	-0.05	0.55	-0.00	0.00	-0.02	-0.22	-0.01	0.02	-0.00

23	-46.98	-0.70	0.84	0.21	0.00	0.25	0.45	0.02	0.00	-0.02	-0.21	0.00	0.00	-0.00
25	-53.86	-32.94	-18.81	-0.49	-0.12	0.03	0.57	0.26	0.00	-0.01	-0.21	0.00	-0.01	-0.00

CHARGE EN BANDE 1

Noeud	Efforts								Déplacements					
	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
1	-62.30	-35.46	-24.89	3.18	0.59	0.20	1.54	0.21	0.00	-0.00	-0.23	-0.04	-0.02	0.00
3	-46.23	-0.66	-0.83	1.00	0.00	-0.76	1.37	-0.10	-0.00	-0.02	-0.22	0.01	0.00	0.00
5	-55.67	-36.38	21.04	-1.11	-0.29	-0.18	1.83	-0.56	0.00	-0.00	-0.22	0.01	0.01	0.00
11	-56.71	-7.26	-0.01	2.92	0.62	-0.00	1.61	0.03	0.00	-0.00	-0.23	-0.03	0.00	-0.00
13	-54.37	-8.34	-0.01	0.95	0.17	0.00	1.37	0.00	0.00	-0.02	-0.22	0.01	0.00	-0.00
15	-50.17	-9.23	0.00	-0.98	-0.25	-0.00	1.26	0.13	0.00	-0.00	-0.22	0.00	0.00	-0.00
21	-62.36	-35.47	24.91	3.21	0.60	-0.20	1.56	-0.18	-0.00	-0.00	-0.23	-0.04	0.02	-0.00
23	-46.27	-0.66	0.83	1.01	0.00	0.77	1.39	0.10	0.00	-0.02	-0.22	0.01	0.00	-0.00
25	-55.73	-36.47	-21.09	-1.13	-0.29	0.18	1.85	0.66	-0.00	-0.00	-0.22	0.01	-0.01	-0.00

8.- DESCRIPTION DE L'ARMATURE

MODULE

Panneau	Position	Direction	Armature de base	Renfort
Tablier	Supérieur	Longitudinal	Ø16c/20, patte d'ancrage=56cm	Piedroit droit: Ø10 - Longueur=1.59 m, Patte=14 cm Renforts 1: Ø16 - Murs 1 à 1 - Longueur ini.= 1.81m - Longueur fin.= 1.57m Renforts 2: Ø20 - Murs 2 à 2 - Longueur ini.= 1.95m - Longueur fin.= 1.95m
		Transversal Perpendiculaire au piedroit droit	Ø16c/25, patte d'ancrage=35cm	
Tablier	Inférieur	Longitudinal	Ø12c/15, patte d'ancrage=42cm	Renforts 1: Ø10 - Cellules 3 à 3 - Longueur ini.= 2.01m - Longueur fin.= 2.01m Renforts 2: Ø10 - Cellules 5 à 5
		Transversal Perpendiculaire au piedroit droit	Ø16c/20, patte d'ancrage=18cm	
Radier	Inférieur	Longitudinal	Ø12c/15, patte d'ancrage=42cm	Renforts 1: Ø12 - Murs 1 à 1 - Longueur ini.= 1.43m - Longueur fin.= 1.43m Renforts 2: Ø12 - Murs 2 à 2 - Longueur ini.= 1.43m - Longueur fin.= 1.43m Renforts 3: Ø12 - Murs 3 à 3 - Longueur ini.= 1.43m - Longueur fin.= 1.56m
		Transversal Perpendiculaire au piedroit droit	Ø12c/15, patte d'ancrage=21cm	
Radier	Supérieur	Longitudinal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm	

	r	Transversal Perpendiculaire	Ø12c/20, patte d'ancrage=13cm		
Piedroit gauche	Arrière	Vertical	Ø12c/15, patte d'ancrage=21cm - Attente=0.25 m	Renfort supérieur: Ø10 - Longueur=1.22 m, Patte=14 cm	
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
	Avant	Vertical	Ø10c/20, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
Piedroit droit	Arrière	Vertical	Ø12c/15, patte d'ancrage=21cm - Attente=0.25 m - Longueur patte d'ancrage en pied=21 cm	Renfort supérieur: Ø10 - Longueur=1.46 m, Patte=14 cm Renfort inférieur: Ø10 - Attente=0.21 m	
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
	Avant	Vertical	Ø10c/20, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
Mur intermédiaire 1	Gauche	Vertical	Ø10c/20, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
	Droite	Vertical	Ø10c/20, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
Mur intermédiaire 2	Gauche	Vertical	Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm - Attente=0.25 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
	Droite	Vertical	Ø10c/20, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
Mur intermédiaire 3	Gauche	Vertical	Ø10c/20, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
	Droite	Vertical	Ø10c/15, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
Mur intermédiaire 4	Gauche	Vertical	Ø10c/20, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		
	Droite	Vertical	Ø10c/20, patte d'ancrage=11cm - Attente=0.21 m		
		Horizontal	Ø12c/25, patte d'ancrage=42cm		

MUR EN AILE D'ENTRÉE GAUCHE

Armature horizontale: Ø12c/25	
Armature longitudinale inférieure: Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm	
Armature longitudinale supérieure: Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm	
Armature verticale	Armature semelle

Armature verticale arrière: Ø12c/25 - Recouvrement =0.45m - Patte d'ancrage =20cm - Ancrage face supérieure =0.18m - Renfort : Ø10 - Longueur=1.50m - Patte d'ancrage =20cm Armature verticale avant: Ø12c/25 - Recouvrement =0.30m - Patte d'ancrage =20cm - Ancrage face supérieure =0.18m	Transversal inférieur: Ø12c/25 Transversal supérieur: Ø12c/25
--	--

MUR EN AILE D'ENTRÉE DROITE

Armature horizontale: Ø12c/25 Armature longitudinale inférieure: Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm Armature longitudinale supérieure: Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm	
Armature verticale	Armature semelle
Armature verticale arrière: Ø12c/25 - Recouvrement =0.45m - Patte d'ancrage =20cm - Ancrage face supérieure =0.18m - Renfort : Ø10 - Longueur=1.50m - Patte d'ancrage =20cm Armature verticale avant: Ø12c/25 - Recouvrement =0.30m - Patte d'ancrage =20cm - Ancrage face supérieure =0.18m	Transversal inférieur: Ø12c/25 Transversal supérieur: Ø12c/25

MUR EN AILE DE SORTIE GAUCHE

Armature horizontale: Ø12c/25 Armature longitudinale inférieure: Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm Armature longitudinale supérieure: Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm	
Armature verticale	Armature semelle
Armature verticale arrière: Ø12c/25 - Recouvrement =0.45m - Patte d'ancrage =20cm - Ancrage face supérieure =0.18m - Renfort : Ø10 - Longueur=1.50m - Patte d'ancrage =20cm Armature verticale avant: Ø12c/25 - Recouvrement =0.30m - Patte d'ancrage =20cm - Ancrage face supérieure =0.18m	Transversal inférieur: Ø12c/25 Transversal supérieur: Ø12c/25

MUR EN AILE DE SORTIE DROITE

Armature horizontale: Ø12c/25 Armature longitudinale inférieure: Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm Armature longitudinale supérieure: Ø12c/25, patte d'ancrage=13cm	
Armature verticale	Armature semelle

Armature verticale arrière: Ø12c/25 - Recouvrement =0.45m - Patte d'ancrage =20cm - Ancrage face supérieure =0.18m - Renfort : Ø10 - Longueur=1.50m - Patte d'ancrage =20cm Armature verticale avant: Ø12c/25 - Recouvrement =0.30m - Patte d'ancrage =20cm - Ancrage face supérieure =0.18m	Transversal inférieur: Ø12c/25 Transversal supérieur: Ø12c/25
--	--

10.- QUANTITATIF

Référence: Mur en aile d'entrée gauche		FeE 400		Total
Nom de l'armature		Ø10	Ø12	
Mur - Armature avant - Horizontal	Longueur (m)		13x(1.11-4.35)	36.27
	Poids (kg)		13x(0.99-3.86)	32.20
Mur - Armature arrière - Horizontal	Longueur (m)		13x(1.12-4.35)	36.40
	Poids (kg)		13x(0.99-3.86)	32.32
Semelle superficielle - Armature inférieure - Longitudinal	Longueur (m)		9x4.19	37.71
	Poids (kg)		9x3.72	33.48
Semelle superficielle - Armature supérieure - Longitudinal	Longueur (m)		9x4.19	37.71
	Poids (kg)		9x3.72	33.48
Semelle superficielle - Armature inférieure - Transversal	Longueur (m)		17x1.84	31.28
	Poids (kg)		17x1.63	27.77
Semelle superficielle - Armature supérieure - Transversal	Longueur (m)		17x1.84	31.28
	Poids (kg)		17x1.63	27.77
Mur - Armature arrière - Vertical	Longueur (m)		17x(0.48-3.45)	36.89
	Poids (kg)		17x(0.43-3.06)	32.75
Mur - Armature arrière - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m)		17x(0.78-0.94)	15.98
	Poids (kg)		17x(0.69-0.83)	14.19
Mur - Armature arrière - Vertical	Longueur (m)	16x(0.90-1.99)		28.64
	Poids (kg)	16x(0.55-1.23)		17.66
Mur - Armature avant - Vertical	Longueur (m)		17x(0.48-3.45)	36.89
	Poids (kg)		17x(0.43-3.06)	32.75
Mur - Armature avant - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m)		17x(0.78-0.79)	13.43
	Poids (kg)		17x(0.69-0.70)	11.92
Total	Longueur (m)	28.64	313.84	
	Poids (kg)	17.66	278.63	296.29
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m)	31.50	345.22	
	Poids (kg)	19.43	306.49	325.92

Référence: Mur en aile d'entrée droite		FeE 400		Total
Nom de l'armature		Ø10	Ø12	
Mur - Armature avant - Horizontal	Longueur (m)		13x(1.11-4.35)	36.27
	Poids (kg)		13x(0.99-3.86)	32.20
Mur - Armature arrière - Horizontal	Longueur (m)		13x(1.12-4.35)	36.40
	Poids (kg)		13x(0.99-3.86)	32.32
Semelle superficielle - Armature inférieure - Longitudinal	Longueur (m)		9x4.19	37.71
	Poids (kg)		9x3.72	33.48
Semelle superficielle - Armature supérieure - Longitudinal	Longueur (m)		9x4.19	37.71
	Poids (kg)		9x3.72	33.48
Semelle superficielle - Armature inférieure - Transversal	Longueur (m)		17x1.84	31.28
	Poids (kg)		17x1.63	27.77
Semelle superficielle - Armature supérieure - Transversal	Longueur (m)		17x1.84	31.28
	Poids (kg)		17x1.63	27.77

Mur - Armature arrière - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.48-3.45) 17x(0.43-3.06)	36.89 32.75
Mur - Armature arrière - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.78-0.94) 17x(0.69-0.83)	15.98 14.19
Mur - Armature arrière - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	16x(0.90-1.99) 16x(0.55-1.23)		28.64 17.66
Mur - Armature avant - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.48-3.45) 17x(0.43-3.06)	36.89 32.75
Mur - Armature avant - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.78-0.79) 17x(0.69-0.70)	13.43 11.92
Total	Longueur (m) Poids (kg)	28.64 17.66	313.84 278.63	296.29
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m) Poids (kg)	31.50 19.43	345.22 306.49	325.92

Référence: Module		FeE 400				Total
Nom de l'armature		Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	
Armature tablier - Intérieur - Transversal	Longueur (m)			35x27.63		967.05
	Poids (kg)			35x43.61		1526.33
Armature tablier - Extérieur - Transversal	Longueur (m)			28x27.97		783.16
	Poids (kg)			28x44.15		1236.09
Armature tablier - Intérieur - Longitudinal	Longueur (m)		179x7.77			1390.83
	Poids (kg)		179x6.90			1234.80
Armature tablier - Extérieur - Longitudinal	Longueur (m)			137x8.05		1102.85
	Poids (kg)			137x12.71		1740.67
Armature tablier - Extérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m)			27x3.38		91.26
	Poids (kg)			27x5.33		144.04
Armature tablier - Extérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m)				27x3.89	105.03
	Poids (kg)				27x9.59	259.02
Armature tablier - Extérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m)				27x3.79	102.33
	Poids (kg)				27x9.35	252.36
Armature tablier - Extérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m)			27x3.48		93.96
	Poids (kg)			27x5.49		148.30
Armature tablier - Intérieur - Renfort de moment positif	Longueur (m)	34x4.01				136.34
	Poids (kg)	34x2.47				84.06
Armature tablier - Intérieur - Renfort de moment positif	Longueur (m)	34x2.27				77.18
	Poids (kg)	34x1.40				47.58
Armature radier - Extérieur - Transversal	Longueur (m)		35x27.54			963.90
	Poids (kg)		35x24.45			855.76
Armature radier - Intérieur - Transversal	Longueur (m)		47x27.70			1301.90
	Poids (kg)		47x24.59			1155.85
Armature radier - Extérieur - Longitudinal	Longueur (m)		108x7.77			839.16
	Poids (kg)		108x6.90			745.02
Armature radier - Intérieur - Longitudinal	Longueur (m)		182x7.77			1414.14
	Poids (kg)		182x6.90			1255.49
Armature radier - Intérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m)		46x2.86			131.56
	Poids (kg)		46x2.54			116.80
Armature radier - Intérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m)		46x2.86			131.56
	Poids (kg)		46x2.54			116.80
Armature radier - Intérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m)		46x2.99			137.54
	Poids (kg)		46x2.65			122.11
Armature radier - Intérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m)		46x2.68			123.28
	Poids (kg)		46x2.38			109.45
Armature piedroit gauche - Extérieur - Horizontal	Longueur (m)		14x7.77			108.78
	Poids (kg)		14x6.90			96.58
Armature piedroit gauche - Intérieur - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78
Armature piedroit droit - Extérieur - Horizontal	Longueur (m)		14x7.77			108.78
	Poids (kg)		14x6.90			96.58
Armature piedroit droit - Intérieur - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78
Armature mur intermédiaire (1) - Gauche - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78
Armature mur intermédiaire (1) - Droit - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78
Armature mur intermédiaire (2) - Gauche - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78
Armature mur intermédiaire (2) - Droit - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78
Armature mur intermédiaire (3) - Gauche - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78
Armature mur intermédiaire (3) - Droit - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78
Armature mur intermédiaire (4) - Gauche - Horizontal	Longueur (m)		12x7.77			93.24
	Poids (kg)		12x6.90			82.78

Armature mur intermédiaire (4) - Droit - Horizontal	Longueur (m) Poids (kg)		12x7.77 12x6.90			93.24 82.78
Armature piedroit gauche - Extérieur - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		47x3.44 47x3.05			161.68 143.54
Armature piedroit gauche - Extérieur - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		47x0.70 47x0.62			32.90 29.21
Armature piedroit gauche - Intérieur - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	35x3.34 35x2.06				116.90 72.07
Armature piedroit gauche - Intérieur - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	35x0.56 35x0.35				19.60 12.08
Armature piedroit droit - Extérieur - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		47x3.44 47x3.05			161.68 143.54
Armature piedroit droit - Extérieur - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		47x0.70 47x0.62			32.90 29.21
Armature piedroit droit - Intérieur - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	35x3.34 35x2.06				116.90 72.07
Armature piedroit droit - Intérieur - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	35x0.56 35x0.35				19.60 12.08
Armature piedroit droit - Extérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m) Poids (kg)	46x1.23 46x0.76				56.58 34.88
Armature piedroit droit - Extérieur - Renfort de moment négatif - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	46x0.59 46x0.36				27.14 16.73
Armature mur intermédiaire (1) - Gauche - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	35x3.34 35x2.06				116.90 72.07
Armature mur intermédiaire (1) - Gauche - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	35x0.56 35x0.35				19.60 12.08
Armature mur intermédiaire (1) - Droit - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	35x3.34 35x2.06				116.90 72.07
Armature mur intermédiaire (1) - Droit - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	35x0.56 35x0.35				19.60 12.08
Armature mur intermédiaire (2) - Gauche - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		28x3.37 28x2.99			94.36 83.77
Armature mur intermédiaire (2) - Gauche - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		28x0.63 28x0.56			17.64 15.66
Armature mur intermédiaire (2) - Droit - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	35x3.34 35x2.06				116.90 72.07
Armature mur intermédiaire (2) - Droit - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	35x0.56 35x0.35				19.60 12.08
Armature mur intermédiaire (3) - Gauche - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	35x3.34 35x2.06				116.90 72.07
Armature mur intermédiaire (3) - Gauche - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	35x0.56 35x0.35				19.60 12.08
Armature mur intermédiaire (3) - Droit - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	47x3.34 47x2.06				156.98 96.78
Armature mur intermédiaire (3) - Droit - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	47x0.56 47x0.35				26.32 16.23
Armature mur intermédiaire (4) - Gauche - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	35x3.34 35x2.06				116.90 72.07
Armature mur intermédiaire (4) - Gauche - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	35x0.56 35x0.35				19.60 12.08
Armature mur intermédiaire (4) - Droit - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	35x3.34 35x2.06				116.90 72.07
Armature mur intermédiaire (4) - Droit - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)	35x0.56 35x0.35				19.60 12.08
Armature tablier - Extérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m) Poids (kg)	27x1.73 27x1.07				46.71 28.80
Armature piedroit gauche - Extérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m) Poids (kg)	46x1.36 46x0.84				62.56 38.57
Armature piedroit droit - Extérieur - Renfort de moment négatif	Longueur (m) Poids (kg)	46x1.60 46x0.99				73.60 45.38
Total	Longueur (m) Poids (kg)	1755.41 1082.21	8084.99 7177.97	3038.28 4795.43	207.36 511.38	13566.99
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m) Poids (kg)	1930.95 1190.43	8893.49 7895.77	3342.11 5274.97	228.10 562.52	14923.69

Référence: Mur en aile de sortie gauche		FeE 400		Total
Nom de l'armature		Ø10	Ø12	
Mur - Armature avant - Horizontal	Longueur (m)		13x(1.11-4.35)	36.27
	Poids (kg)		13x(0.99-3.86)	32.20
Mur - Armature arrière - Horizontal	Longueur (m)		13x(1.12-4.35)	36.40
	Poids (kg)		13x(0.99-3.86)	32.32
Semelle superficielle - Armature inférieure - Longitudinal	Longueur (m)		9x4.19	37.71
	Poids (kg)		9x3.72	33.48
Semelle superficielle - Armature supérieure - Longitudinal	Longueur (m)		9x4.19	37.71
	Poids (kg)		9x3.72	33.48

Semelle superficielle - Armature inférieure - Transversal	Longueur (m) Poids (kg)		17x1.84 17x1.63	31.28 27.77
Semelle superficielle - Armature supérieure - Transversal	Longueur (m) Poids (kg)		17x1.84 17x1.63	31.28 27.77
Mur - Armature arrière - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.48-3.45) 17x(0.43-3.06)	36.89 32.75
Mur - Armature arrière - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.78-0.94) 17x(0.69-0.83)	15.98 14.19
Mur - Armature arrière - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	16x(0.90-1.99) 16x(0.55-1.23)		28.64 17.66
Mur - Armature avant - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.48-3.45) 17x(0.43-3.06)	36.89 32.75
Mur - Armature avant - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.78-0.79) 17x(0.69-0.70)	13.43 11.92
Total	Longueur (m) Poids (kg)	28.64 17.66	313.84 278.63	296.29
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m) Poids (kg)	31.50 19.43	345.22 306.49	325.92

Référence: Mur en aile de sortie droite		FeE 400		Total
Nom de l'armature		Ø10	Ø12	
Mur - Armature avant - Horizontal	Longueur (m) Poids (kg)		13x(1.11-4.35) 13x(0.99-3.86)	36.27 32.20
Mur - Armature arrière - Horizontal	Longueur (m) Poids (kg)		13x(1.12-4.35) 13x(0.99-3.86)	36.40 32.32
Semelle superficielle - Armature inférieure - Longitudinal	Longueur (m) Poids (kg)		9x4.19 9x3.72	37.71 33.48
Semelle superficielle - Armature supérieure - Longitudinal	Longueur (m) Poids (kg)		9x4.19 9x3.72	37.71 33.48
Semelle superficielle - Armature inférieure - Transversal	Longueur (m) Poids (kg)		17x1.84 17x1.63	31.28 27.77
Semelle superficielle - Armature supérieure - Transversal	Longueur (m) Poids (kg)		17x1.84 17x1.63	31.28 27.77
Mur - Armature arrière - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.48-3.45) 17x(0.43-3.06)	36.89 32.75
Mur - Armature arrière - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.78-0.94) 17x(0.69-0.83)	15.98 14.19
Mur - Armature arrière - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)	16x(0.90-1.99) 16x(0.55-1.23)		28.64 17.66
Mur - Armature avant - Vertical	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.48-3.45) 17x(0.43-3.06)	36.89 32.75
Mur - Armature avant - Vertical - Acier en Attente	Longueur (m) Poids (kg)		17x(0.78-0.79) 17x(0.69-0.70)	13.43 11.92
Total	Longueur (m) Poids (kg)	28.64 17.66	313.84 278.63	296.29
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m) Poids (kg)	31.50 19.43	345.22 306.49	325.92

Résumé des quantitatifs (pertes d'acier incluses)

Élément	Fe E 400 (kg)					Béton (m ³) B25
	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Total	
Référence: Mur en aile d'entrée gauche	19.43	306.49			325.92	5.09
Référence: Mur en aile d'entrée droite	19.43	306.49			325.92	5.09
Référence: Module	1190.43	7895.77	5274.97	562.52	14923.69	152.88
Référence: Mur en aile de sortie gauche	19.43	306.49			325.92	5.09
Référence: Mur en aile de sortie droite	19.43	306.49			325.92	5.09
Total	1268.15	9121.73	5274.97	562.52	16227.37	173.24

