



**Thème : Vérification hydraulique et dimensionnement
structural d'un ouvrage de franchissement de section
4 x (3,00 x 3,00)**

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

OPTION : GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement le 25 juin 2013 par

Julien NOMBRE

Travaux dirigés par : Dr Ismaila GUEYE

Enseignant, Chercheur au 2iE

CENTRE COMMUN DE RECHERCHE ENERGIE ET HABITAT DURABLE

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr Adamah MESSAN

Membres et correcteurs : M. K. KOKOLE
M. M. KABORE
M. R. MINANE

Maître de stage :

M. C.J. Régis QUENUM

Promotion 2012 / 2013

DEDICACE

Je dédie ce travail :

A ma mère chérie, pour m'avoir donné la vie et surtout l'amour qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui ;

A la mémoire de mon père défunt, qui m'a appris la rigueur et l'amour du travail bien accompli ;

A ma grand-mère défunte, qui a toujours été pour ma cause ;

A mon frère **Joël NOMBRE** et sœurs **Bénédicte, Julie, Judith** pour les encouragements multiples, le soutien moral, l'assurance ;

A ma chérie **Aline BAMBARA**, pour son amour et sa disponibilité à mes côtés ;

A toute ma famille

A tous ceux qui de loin ou de près m'ont apporté leur soutien pour la réalisation de ce travail.

REMERCIEMENTS

Je saurais commencer ce travail sans dire un grand merci à mon DIEU et créateur, à mon Seigneur Jésus Christ de m'avoir donné la vie, la foi, la force et le courage nécessaire pour cette tâche.

Il me revient juste d'exprimer ma profonde gratitude à tous ceux qui n'ont ménagé aucun effort pour le bon déroulement de ma formation.

Mes remerciements s'adressent :

- au Directeur Général de la Fondation 2iE, **M. Paul GINIES**,
- au **Dr. Ismaïla GUEYE**, mon professeur et encadreur, pour son assistance, sa disponibilité et ses précieux conseils ;
- à l'ensemble du corps professoral du 2iE pour la qualité de la formation et les multiples conseils.

Je remercie également :

- **M. Mady KANAZOE**, Directeur Général de l'entreprise O K,
- **M. Emmanuel AHOUCHEDE**, Directeur des travaux du projet de construction de la route Sabou-Koudougou-Didyr
- **M. Lucien BAGBONON**, Conducteur des travaux du projet,
- **M. Régis C.J. QUENUM**, ingénieur Génie Civil et ingénieur planificateur, notre encadreur pour sa disponibilité, son soutien et ses conseils multiples pour le bon déroulement de ce stage.
- **M. Joël Mory SOM**, chef du service décompte,
- L'ensemble du personnel de l'entreprise Oumarou KANAZOE.

Enfin, je remercie :

- mes parents, frères et sœurs et toute la grande famille **NOMBRE**;
- tous mes amis, en particulier **Aboubabak Sidik ZAKANE**, pour son soutien indéfectible,
- mes collègues Relwindé Z., Isidore O., Yasmine T. Axelle S. et Colette T.

Tous les étudiants du 2iE pour l'ambiance et l'esprit de paix et d'harmonie qu'ils ont su préserver au sein de l'Institut, et plus particulièrement mes camarades de classe.

RÉSUMÉ

Le présent projet d'ouvrage d'art porte sur le calcul hydraulique et structural d'un ouvrage de section 4 x (3,00 x 3,00) situé au PK17+088 dans le cadre du projet de construction et de bitumage de la route Sabou - Koudougou - Didyr. Cet ouvrage retenu en remplacement d'un pont mixte à poutre, est un dalot cadre avec mur de tête.

Dans un premier temps, il est question de vérifier la section hydraulique de l'ouvrage en sortie libre et les conditions critiques de vitesse et de pente. La section 4 x 3,00 x 3,00 s'est révélée suffisante pour l'écoulement du débit de projet.

Dans un second temps, le dimensionnement de la structure du pont cadre a permis la détermination des différentes sollicitations sous l'effet des charges par la méthode des trois moments. Le calcul structural a abouti à la détermination des sections minimales d'acier nécessaires pour la reprise des efforts de sollicitations.

Ces résultats obtenus à l'issu de calcul structural portent l'établissement des plans de coffrage et de ferrailage de l'ouvrage.

Le coût de réalisation des travaux s'estime à près de **57 554 651.07 FCA** soit \$ 115 107 hors taxes, hors douanes.

Mots Clés :

1 - Ouvrage

2 - Hydraulique

3 - Charges

4 - Sollicitations

5 - Dimensionnement

ABSTRACT

The present project of work of engineering concerns the hydraulic and structural calculation of a work of section 4 x 3,00 x 3,00 (situated in the PK17+088) within the framework of the project of construction and asphaltting of the road Sabou - Koudougou - Didyr. This reserved work as a replacement of a mixed bridge with beam, is a dalot with a wall of head.

At first, it is about verify the hydraulic section of the work in free exit and the critical conditions of speed and slope. The section 4 x 3,00 x 3,00 showed itself sufficient for the flow of the debit of project.

Secondly, the sizing of the structure of the bridge suits allowed the determination of the various requests under the influence of loads by the method of three moments. The structural calculation ended in the determination of the minimal necessary sections of steel for the resumption of the efforts of requests.

These results obtained in the stemming from structural calculation carry (wear) the establishment of plans of coffering and iron framework of the work.

The cost of realization of the works considers itself about 57 554 651.07 FCA or \$ 115 107 exclusive of tax, except customs.

Key words:

- 1 - Work
- 2 - Hydraulics
- 3 – Load (Charge)
- 4 – Requests
- 5 - Size

LISTE DES ABREVIATIONS

\$: Dollar américain

2iE : Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

APD: Avant-projet détaillé

CCTP : Cahier des Clauses Techniques Particulières

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

F CFA : Franc de la Communauté Financière Africaine

kN: kilo Newton

m : mètre (unité de mesure de longueur)

m² : mètre carré

m³: mètre cube

MCC: Millenium Challenger Account

MDC : Mission de contrôle

ml : mètre linéaire

MPa : Méga Pascal

O.K : Entreprise Oumarou KANAZOE

RN: Route Nationale

t : tonne

t/m³ : Tonne par mètre cube

TTC : Toutes Taxes Comprises

AVANT-PROPOS

L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) est sans doute l'une des plus grandes écoles d'ingénierie du continent africain qui s'est donnée pour mission la formation de Techniciens et des Ingénieurs compétents dans le domaine de l'Eau, de l'Environnement, de l'Énergie et du Génie Civil. C'est la seule école d'ingénierie du continent dont les diplômes de Master d'Ingénierie sont accrédités depuis juillet 2009, par la

Commission des Titres d'Ingénieur (CTI-France) et dans l'ensemble de l'espace européen à travers le label EUR-ACE.

Cette grande école née de la fusion de l'Ecole des Ingénieurs de l'Équipement Rural (EIER) et de l'Ecole des Techniciens Supérieurs de Hydraulique et de l'Équipement Rural (ETSHER) en 2005 et désormais appelée fondation 2iE, a vite su adopté une stratégie alliant la pratique et la théorie dans ces programmes de formation de jeunes compétentes dynamiques. C'est pourquoi, le travail pratique sous forme de stage a été instauré dans le programme académique. A la fin du cycle de Master, chaque étudiant, candidat au diplôme d'ingénieur de conception doit effectuer un stage dans une structure de son choix.

Le stage doit permettre non seulement à l'étudiant d'embrasser un milieu professionnel de son choix mais aussi et surtout d'arriver à rédiger son mémoire de fin de cycle qu'il soutiendra publiquement devant un jury compétent au 2iE en vue d'obtenir le diplôme d'ingénieur de conception de eau et de l'environnement du 2iE.

C'est dans le cadre de ce mémoire que le thème : « Vérification hydraulique et dimensionnement structural de l'ouvrage hydraulique de section 4 x 3,00 x 3,00 ; situé au PK 17+088 » nous a été proposé au sein de l'entreprise OK.

Ce sujet qui fait l'objet du présent mémoire vient couronner notre formation de Master d'Ingénierie en Génie Civil.

SOMMAIRE

DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS	vi
AVANT-PROPOS.....	vii
SOMMAIRE	1
LISTE DES TABLEAUX	3
LISTE DES FIGURES.....	3
I. INTRODUCTION.....	4
I.1. Généralité sur le projet	4
I.1.1. Localisation de la zone de projet.....	4
I.1.2. Contexte	5
I.1.3. Caractéristiques générales du projet	5
I.2. Objet et intérêt de l'étude	6
I.2.1. Le projet d'étude.....	6
I.2.2. Objectifs attendus	6
II. VERIFICATION HYDRAULIQUE DE L'OUVRAGE.....	7
II.1. Etat de l'ouvrage existant	7
II.2. Mode de fonctionnement hydraulique de l'ouvrage.....	8
II.3. Vérification hydraulique de l'ouvrage en sortie libre	9
III. DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DE L'OUVRAGE	11
III.1 Hypothèses de base.....	11
III.1.1 Règlements et instructions	11
III.1.2 Caractéristiques des matériaux.....	11
III.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	12

III.3	Méthode de calcul.....	13
III.3.1.	Principe de calcul	13
III.3.2.	Principe de calcul de sollicitations	14
III.4	Evaluation des charges appliquées à l'ouvrage	15
III.4.1.	Charges permanentes.....	15
III.4.2.	Charges d'exploitation.....	17
III.4.2.1.	Au niveau de la traverse.....	17
III.4.2.2.	Au niveau du radier	21
III.5	Calcul des efforts et sollicitations.....	22
III.5.1.	Résultats du calcul des sollicitations	22
III.5.2.	Récapitulatif des sollicitations	22
III.6.	Calcul des sections d'armatures.....	23
IV.	<i>CALCUL DU MUR EN AILE.....</i>	24
IV.1.	Pré dimensionnement des épaisseurs	24
IV.2.	Dimensionnement du mur en aile.....	26
IV.2.1.	Les paramètres de calcul.....	26
IV.2.2.	Evaluation des forces et moments appliquées au mur	26
IV.2.3.	Vérification de la stabilité du mur.....	28
IV.2.4.	Calcul des sections d'acier et ferrailage du mur.....	30
V.	<i>PLANS D'EXECUTION ET COUT DE REALISATION</i>	30
V.1.	Dossiers de plans d'exécution	30
V.2.	Métre de l'ouvrage et devis estimatif.....	31
V.3.	Estimation du coût de l'ouvrage	32
	CONCLUSION.....	33
	BIBLIOGRAPHIE	34
	ANNEXES.....	35

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Récapitulatif des charges routières sur la traverse	21
Tableau 2 : Récapitulatif des charges routières sur le radier	21
Tableau 3 : Résultats du calcul des sollicitations	22
Tableau 4 : Récapitulatif des sollicitations	22
Tableau 5 : Récapitulatif des sections d'armatures	23
Tableau 6 : Récapitulatifs des actions appliquées au du mur	27
Tableau 7: Vérification au non glissement et non poinçonnement	29
Tableau 8 : Récapitulatif des sections d'armatures d'un mur en aile	30
Tableau 9: Volume théorique de béton.....	31
Tableau 10 : Coût hors taxe de l'ouvrage	32

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte de localisation de la zone de projet (source dossier APD)	5
Figure 2: Vue de l'ouvrage existant	7
Figure 3 : Fonctionnement en sortie noyée.....	8
Figure 4 : Fonctionnement en sortie libre	8
Figure 5 : Modélisation de l'ouvrage	13
Figure 6 : Schéma statique de l'ouvrage.....	14
Figure 7 : schéma équivalent de chargement.....	15
Figure 8 : Chargement permanent appliqué à l'ouvrage	17
Figure 9 : Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bc.....	18
Figure 10 : Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bt	19
Figure 11 : Schéma du mur	24
Figure 12 : Dimensions du mur en aile.....	25
Figure 13 : Inventaire des forces appliquées au mur.....	26

I. INTRODUCTION

Le développement socio-économique de tout pays dépend en grande partie de son réseau routier. Ceci est bien réel dans un pays enclavé comme le Burkina Faso dont une grande partie des échanges avec l'extérieur s'effectue essentiellement par les routes nationales et communautaires qui relient la capitale aux pays voisins. Parmi ces axes routiers importants, figure la route nationale route nationale (RN13 / RN21) reliant Sabou à Didyr en passant par Koudougou et Réo.

Le projet de construction et de de bitumage de cette route Sabou-Koudougou-Didyr, longue de 80.250 km est issu de l'accord entre l'état américain et l'état burkinabé à travers le programme Millenium Challenge Corporation (MCC) ; ce projet sous forme de subvention compacte vise à réduire la pauvreté par des interventions dans le secteur agricole, le domaine du transport et des infrastructures sociales.

I.1. Généralité sur le projet

I.1.1. Localisation de la zone de projet

Le projet se situe à cheval entre les provinces des régions du centre Ouest et de la Boucle du Mouhoun. Le tronçon de route concerné par le projet fait partie du réseau routier du Burkina et comprend : une portion d'environ 24 km sur la RN13 reliant l'agglomération de Sabou à la vile de Koudougou où et une portion d'environ 56,25 de RN21 reliant la ville de Koudougou à Didyr en passant par Réo ; il comporte également deux bretelles d'accès à Koudougou sur une longueur de 2,15 km.

Cette route doit assurer la liaison entre les différentes provinces des deux régions d'une part, et entre ces régions, la capitale Ouagadougou et les pays voisins (côte d'ivoire, Ghana, Mali) d'autre part.

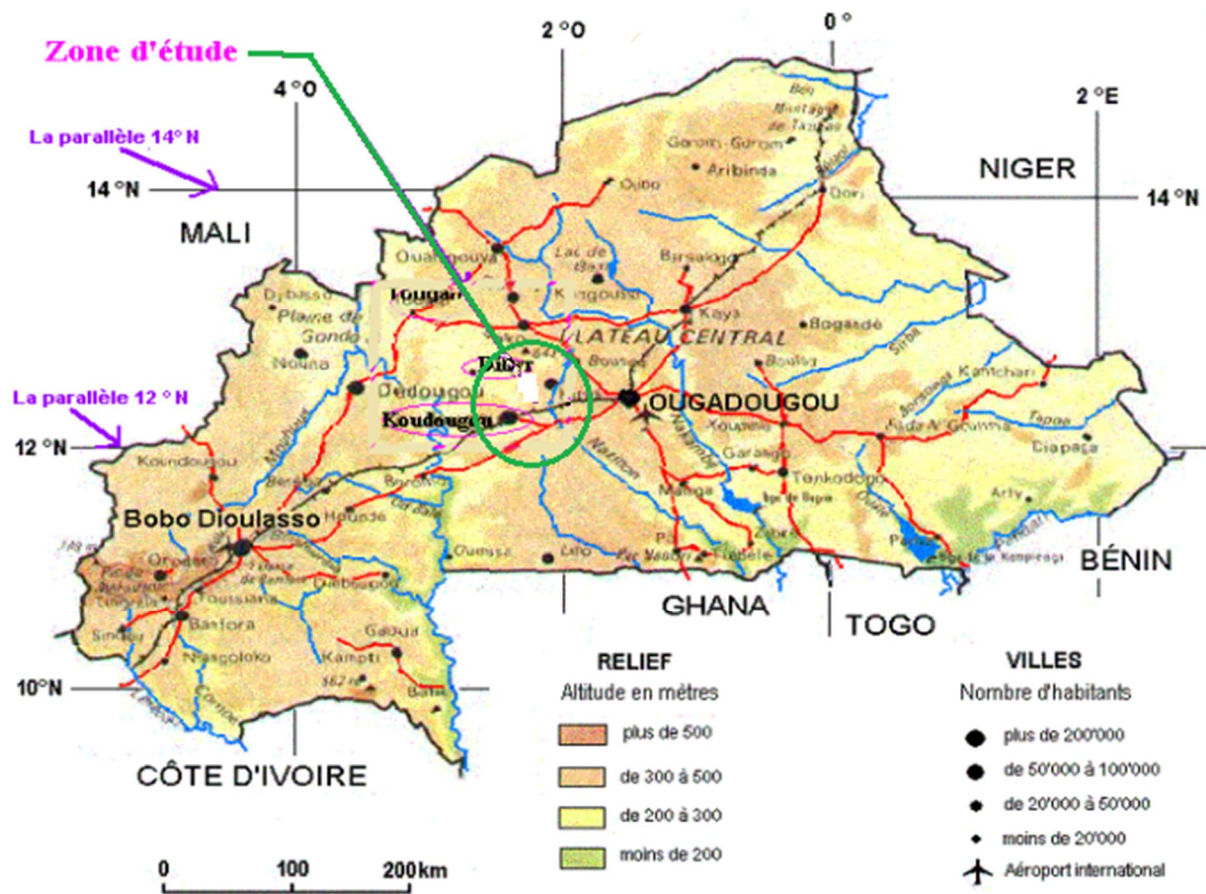


Figure 1 : Carte de localisation de la zone de projet (source dossier APD)

I.1.2. Contexte

Pour lutter contre la pauvreté et attendre les objectifs du développement du millénaire, l'état burkinabé a bénéficié d'une subvention du programme Millenium Challenger Account (MCC) de l'état américain. Cet appui sert à financer des projets conçus pour aider à réduire la pauvreté par des interventions dans l'agriculture, le transport et les infrastructures sociales. Le projet de construction et de bitumage de la route Sabou – Koudougou – Didyr, un de ces projets vise à renforcer le réseau routier et à améliorer la compétitivité du marché.

I.1.3. Caractéristiques générales du projet

La route est dimensionnée avec une vitesse de référence de 100 km/h et comprend une chaussée à 2 voies de circulation : 10,20 m en rase campagne (2 voies de 3.60 m chacune prolongé d'accotement de 2 x 1,50 m) et 12,20 m en agglomération

La structure de la chaussée se compose d'une couche de fondation en graveleux latéritique de 20 cm, d'une couche de base en graveleux latéritiques de 15 cm et revêtement en bicouche de 2.5 cm d'épaisseur.

Les travaux ouvrages d'assainissent et de drainage comprennent la construction de 92 ouvrages hydrauliques (dalots), de caniveaux, de fossés et d'un pont de 80 m de long, fondé sur des pieux de diamètres Φ 800.

I.2. Objet et intérêt de l'étude

I.2.1. Le projet d'étude

Le présent projet d'étude aborde est une étude technique dont le thème est « vérification hydraulique et dimensionnement structural de l'ouvrage hydraulique situé au PK 17+088 dont la section est 4 x (3,00 x 3,00).

L'étude hydraulique doit permettre de conclure si la section de l'ouvrage déjà définie dans l'APD est suffisante ; dans le cas contraire un changement de des dimensions est nécessaire. Le calcul de la structure de l'ouvrage va permettre de déterminer les sections d'acier à utiliser pour que l'ouvrage puisse tenir.

L'intérêt de cette étude réside dans la démarche méthodologique à adopter et les différentes étapes de calcul afin d'arriver à l'établissement des plans d'exécution de l'ouvrage.

I.2.2. Objectifs attendus

Le travail consistera à vérifier la section hydraulique de l'ouvrage, de procéder à un dimensionnement structural et d'établir les plans nécessaires à sa réalisation.

Cette étude a pour objet d'établir :

- ✓ une note de calcul de la vérification hydraulique de l'ouvrage,
- ✓ une note de calcul du dimensionnement structural de l'ouvrage,
- ✓ une proposition de plans d'exécution de l'ouvrage
- ✓ une estimation du coût de l'ouvrage.

II. VERIFICATION HYDRAULIQUE DE L'OUVRAGE

II.1. Etat de l'ouvrage existant

L'ouvrage existant est un petit pont mixte à deux (02) travées composées de cinq (05) poutres métalliques chacune. Cet ouvrage de $2 \times (8.50 \times 2.20)$ et d'une largeur de 3.50 m semble en bon état ; la protection amont en gabions est relativement correcte tandis que la protection aval également en gabions est désorganisée et emportée en partie par les eaux. Le garde – corps de l'ouvrage quasiment inexistant. Le diagnostic fait de l'ouvrage lors les études hydrologique et hydraulique de l'ADP prévoit le remplacement du pont mixte par un dalot cadre de de section : $4 \times (3,00 \times 3,00)$ et de largeur 10.20 m, largeur adapté à la route en construction.



Figure 2: Vue de l'ouvrage existant

L'ouvrage existant a une section réelle de : $2 \times \theta(8.50 \times 2.20) = 37.4 \text{ m}^2$ pour une largeur étroite de 3.5 m.

L'ouvrage à construire a pour section réelle : $4 \times (3,00 \times 3,00) = 36.00 \text{ m}^2$; cet ouvrage a une largeur adaptée au projet, et il reste donc à vérifier si sa section es suffisante pour l'évacuer le débit de projet.

II.2. Mode de fonctionnement hydraulique de l'ouvrage

- L'ouvrage 4x (3,00x3,00) est un ouvrage hydraulique à section rectangulaire sous chaussée qui va servir d'ouvrage de franchissement routier.
- Pour ce type ouvrage, deux types de fonctionnement se présentent : La sortie noyée : le niveau d'eau à l'exécutoire immédiat de l'ouvrage dépasse le bord supérieur de l'ouvrage.

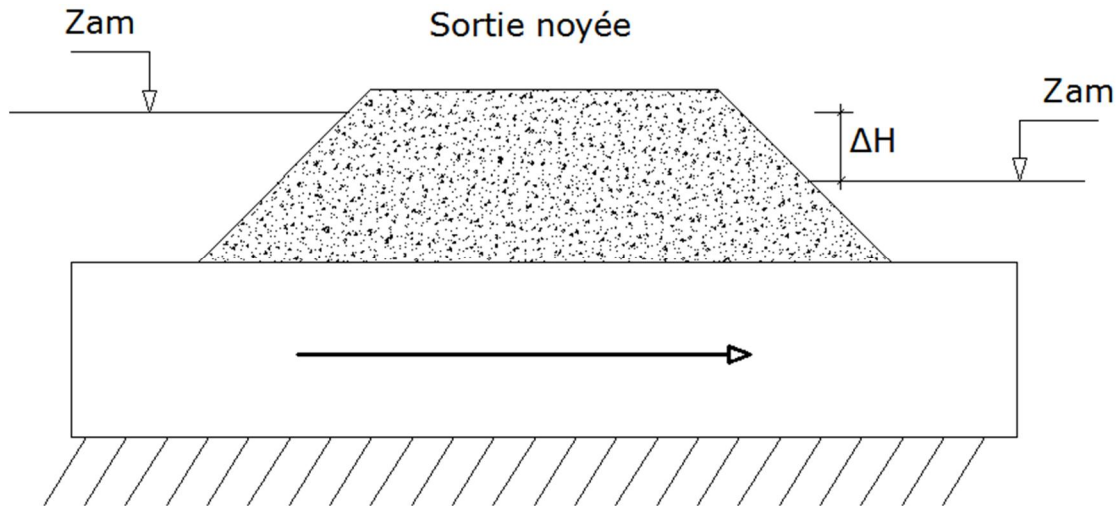


Figure 3 : Fonctionnement en sortie noyée

- La sortie libre ou dénoyée : le niveau de l'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage est en dessous du bord supérieur de l'ouvrage.

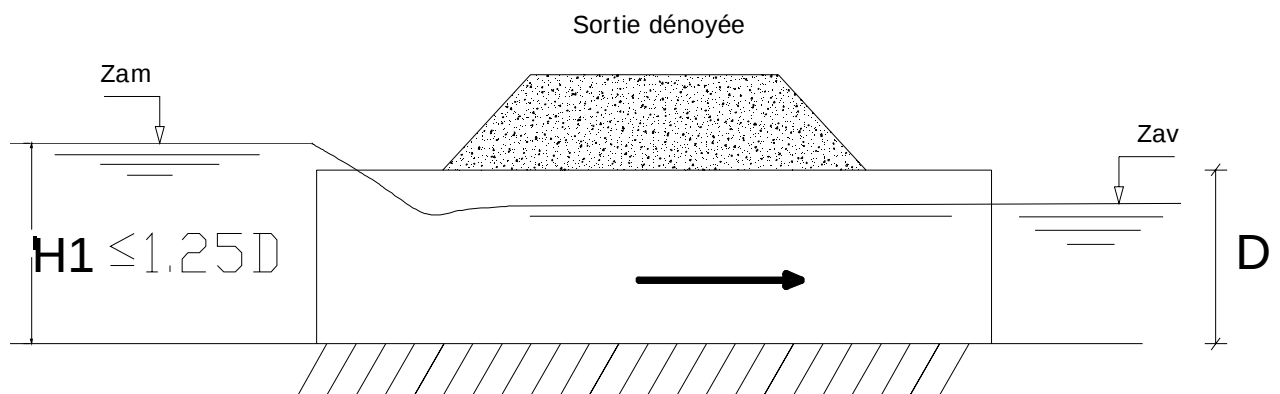


Figure 4 : Fonctionnement en sortie libre

Dans le cas de la sortie aval libre, le type d'écoulement dépend alors du niveau amont :

- L'écoulement de l'eau dans l'ouvrage se fait avec une surface libre si le niveau est tel que $H_1/H \leq 1,25$, avec H = hauteur du dalot ; c'est un écoulement avec section de contrôle à l'amont.

- Si le niveau amont est tel que $H_1 / D > 1.25$, l'écoulement de l'eau dans l'ouvrage peut se faire à surface libre ou à pleine section la longueur de l'ouvrage, après une forte concentration à l'amont semblable au passage d'une vanne de fond.

Dans le cas présent, l'ouvrage fonctionne à sortie libre.

II.3. Vérification hydraulique de l'ouvrage en sortie libre

Il ne s'agit pas de reprendre le dimensionnement hydraulique pour aboutir à une section acceptable mais de vérifier si la section 4x (3,00x3,00) permet d'évacuer le débit de projet convenablement.

L'ouvrage est muni de murs de tête incliné de 30° par rapport à la perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, à l'entrée et à la sortie. Il fonctionne en sortie libre.

Le débit de projet de l'ouvrage est $Q_p = 64.56 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui donne un débit par ouverture

$$q = Q/4 = 16.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec une vitesse admissible de $V_{\max} = 5,00 \text{ m/s}$ (protection à l'amont et à l'aval de l'ouvrage), la section minimale théorique d'une ouverture vaut : $s_{th} = \frac{q}{V_{\max}} = 3.23 \text{ m}^2$

$$\text{Une hauteur possible de l'ouvrage est : } Z_{projet} - Z_{TN} = 289.39 - 286.58 = 2.81 \text{ m}$$

La hauteur de projet $D = 3.00 \text{ m} > 2.81 \text{ m}$ est donc acceptable.

La section théorique par ouverture est : $B_{th} = \frac{s_{th}}{D} = \frac{3.23}{3} = 1.08 \text{ m}$. Le choix d'ouverture (largeur de projet) $B = 3 > 1.08$ est bien convenable.

Pour une seule ouverture, la section pratique à plein écoulement vaut $S_{sp} = 3.00 \times 3.00 = 9.00 \text{ m}^2$ et le débit correspondant est $q = 16.140 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ainsi, la d'une ouverture est :

En retenant comme de paramètre de calcul : l'accélérateur de la pesanteur $g = 10 \text{ m/s}^2$ et un coefficient de rugosité de Manning – Strickler $K_s = 67$ (pour le béton), on a :

✓ Calcul du débit réduit

$$Q_1^* = \frac{q}{B \cdot D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D}} = \frac{16.14}{3 \cdot 3 \cdot \sqrt{2 \cdot 10 \cdot 3}} = 0.232$$

De l'abaque des dalots rectangulaires à sortie libre avec de mur en tête, 30° (courbe A), on a : lit la hauteur réduite : $H_1^* = 0.73 \text{ m}$

$$\text{La hauteur d'eau à l'amont est donc : } \frac{H_1}{D} = 0.73 \Rightarrow H_1 = 0.73 \cdot D = 0.73 \cdot 3.0 = 2.19 \text{ m}$$

Cette hauteur d'eau aval calculée H_1 est compatible avec le projet car elle est bien inférieure à la hauteur de projet $H = 3$ m. Comme $H_1^* = 0.73 * D < 1,25D$; l'écoulement est à surface libre à l'amont.

✓ Calcul de la pente critique

$$\text{Le débit réduit donne } Q_2^* = \frac{q}{\sqrt{g*B^5}} = \frac{16.14}{\sqrt{10*3^5}} = 0.327$$

De l'abaque des pentes critiques des dalots rectangulaires à sortie libre, on lit : $I_c^* = 3.15$;

La pente critique est alors : $I_c = \frac{g*I_c^*}{K_s^2*\sqrt[3]{D}} = 0.487\%$ et la valeur à retenir est : $I_c = 0.5\%$

✓ Calcul de la vitesse critique et de la vitesse réelle

$$\text{Le débit réduit } Q_3^* = \frac{q}{K_s*\sqrt{I}*\sqrt[3]{B^8}} = \frac{16.14}{67*\sqrt{0.005}*\sqrt[3]{3.00^8}} = 0.182$$

De l'abaque des vitesses critiques des dalots rectangulaires à sortie libre, on lit : $V_c^* = 0.390$

La vitesse critique d'écoulement de l'eau est donc :

$$V_c = V_c^* * K_s * \sqrt{I_c} * \sqrt[3]{B^3} = 0.390 * 67 * \sqrt{0.005} * \sqrt[3]{3.00^2} = 3.84 \text{ m/s}$$

La vérification de la condition de vitesse entraîne : $V_c = 3.84 \text{ m/s} < V_{max} = 5 \text{ m/s} \Rightarrow$ la condition de vitesse limite est vérifiée.

✓ Evaluation de la capacité réelle d'évacuation :

Cette capacité est calculée par la formule de Manning – Strickler : $Q_r = K_s * S * R_h^{2/3} * \sqrt{I}$

Avec: $K_s = 67$, $I = 0.5\%$, la hauteur d'eau : $H = 2.19 \text{ m}$ et $L = 3.0 \text{ m}$;

Surface mouillée : $S = L * H = 3 * 2.19 = 6.57 \text{ m}^2$

Périmètre mouillé : $P = 2(L + H) = 2(3.00 + 2.19) = 10.38 \text{ m}$

Le rayon hydraulique $R_h = \frac{\text{Surface mouillée}}{\text{Périmètre mouillé}} = \frac{L*H}{2(L+H)} = \frac{6.57}{10.38} = 0.633$

$$Q_r = 4 * (67 * S * R_h^{2/3} * \sqrt{I}) = 4 * (67 * 6.57 * 0.633^{2/3} * \sqrt{0.005}) = 91.79 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le résumé de la vérification hydraulique est consigné à l'annexe 1.

L'ouvrage existant est relativement en bon état mais présente une largeur insuffisante. Il peut être maintenu et un prolongement sur le côté gauche (aval) est nécessaire pour augmenter sa largeur. Ceci pourrait être une solution économique ; le remplacement de l'ancien ouvrage par le dalot cadre est l'option retenue depuis la signature du projet de construction. Il est donc inutile d'argumenter cette hypothèse de prolongement.

III. DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DE L'OUVRAGE

L'étude structurelle de l'ouvrage hydraulique en béton armé sera basée sur le principe du cadre fermé. Ce concept repose sur la distribution des charges horizontales et verticales sur les dalles (traverse, radier) et piédroits suivant leur rigidité respective. Pour que cette hypothèse soit respectée, la continuité de la section en béton armé doit être assurée aux jonctions piédroit dalle. Ce qui peut être réalisé en prolongeant les armatures dans les zones de tension et en assurant une construction monolithique des dalles et piédroits de l'ouvrage.

III.1 Hypothèses de base

III.1.1 Règlements et instructions

Les calculs sont établis selon les prescriptions des principaux documents suivants :

- ✓ le BAEL 91 et additif 99
- ✓ le Guide de conception des Ponts – cadres et Portiques (SETRA)
- ✓ le Fascicule 65-A du CCTG et son additif : Exécution des ouvrages en génie civil en béton armé ou précontraint ;
- ✓ le Fascicule 62 titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil ;
- ✓ le Fascicule n° 61 (Titre II) concernant les charges d'exploitation - Conception Calcul
- ✓ et épreuves des ouvrages d'art (Cahier des Prescriptions Communes (CPC) français)

III.1.2 Caractéristiques des matériaux

- ✓ Béton

Dosage en ciment 350 kg/m³ pour béton armé

Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.10 \text{ MPa}$

Poids volumique du béton : $\gamma_b = 25 \text{ kN / m}^3$

Contrainte de calcul du béton : $\sigma_{bu} = 0.85 * \frac{25}{1.5} \approx 14.20 \text{ MPa}$ (avec $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$)

Contrainte limite du béton: $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte limite de cisaillement du béton : $\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable

- ✓ Acier

Nuance : Acier à haute adhérence (HA), FeE 500 : $f_e = 500 \text{ MPa}$

Module d'élasticité : $E_m = 200\,000\text{ MPa}$

Masse volumique de l'acier : $\gamma_s = 7\,850\text{ kg/m}^3$

Conditions de fissurations préjudiciables : fissuration préjudiciable (FP)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) = 250\text{ MPa}$

(Avec : $\frac{2}{3}f_e = \frac{2}{3} * 500 = 333,33\text{ MPa}$; $\frac{1}{2}f_e = \frac{1}{2} * 500 = 250\text{ MPa}$, et

$110\sqrt{1.6 * 2.10} = 201.6\text{ MPa}$, pour $\eta = 1.6$)

Enrobage : **c = 3 cm**

✓ Matériaux de remblai et sol

Pour le calcul des efforts et sollicitations dus aux remblais, nous considérons une hauteur moyenne de remblai $H_r = 83\text{ cm}$ sur le tablier à partir de l'axe principal.

Les caractéristiques du matériau de remblai sont issues des essais géotechniques et vérifiées conformes aux prescriptions du cahier des clauses techniques particulières (CCTP).

Le poids volumique des terres $\gamma_d = 2.0\text{ t/m}^3$

L'angle de frottement interne $\Phi_r = 30^\circ$ avec $c = 0$.

Le coefficient de poussée des terres : **K = 0.333**

Surcharge sur remblai **$q_0 = 1.0\text{ t/m}^3$**

Des essais pénétrométriques réalisés sur le sol d'assise ont révélé que le sol de fondation sous l'ouvrage est constitué d'argile compacté sur plus de 1,60m de profondeur. L'angle de frottement interne de ce sol est $\Phi' = 20^\circ$. La contrainte du sol vaut : $\sigma_0 = 1.35\text{ bar}$ soit $1.35 * 1.10^5\text{ Pa} = 135\text{ kN/m}^2$. Ce sol sera décaissé sur une épaisseur de 1.00m puis remplacé par de la latérite compacté à 98% de l'optimum Proctor.

✓ Revêtement

Masse volumique : $\gamma_r = 2.2\text{ t/m}^3$

Epaisseur : $e_r = 0,025\text{ m}$

III.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Notre ouvrage présente comme caractéristiques géométriques :

Dimensions d'une alvéole : largeur $L = 3.00\text{ m}$, hauteur d'une cellule : $H = 3.00\text{ m}$

Nombre des alvéoles : $n = 4$

Largeur de calcul entre fibres moyennes de 2 piédroits consécutifs $L_i = 3.30\text{ m}$

Hauteur de calcul entre fibres moyennes du radier et de la traverse $H_i = 3.30$ m

Guide roue : $h_{gr} = 85$ cm et $e_{gr} = 25$ cm

Longueur totale de l'ouvrage $L_t = 13.50$ m pour une largeur totale y compris les 2 guides roues de $l_t = 10.70$ m.

Épaisseur de piédroits, radier et traverse $e = L/32 + 0.125 = 3/32 + 0.125 = 0.219$ m

Choix : $e = 0.30$ m

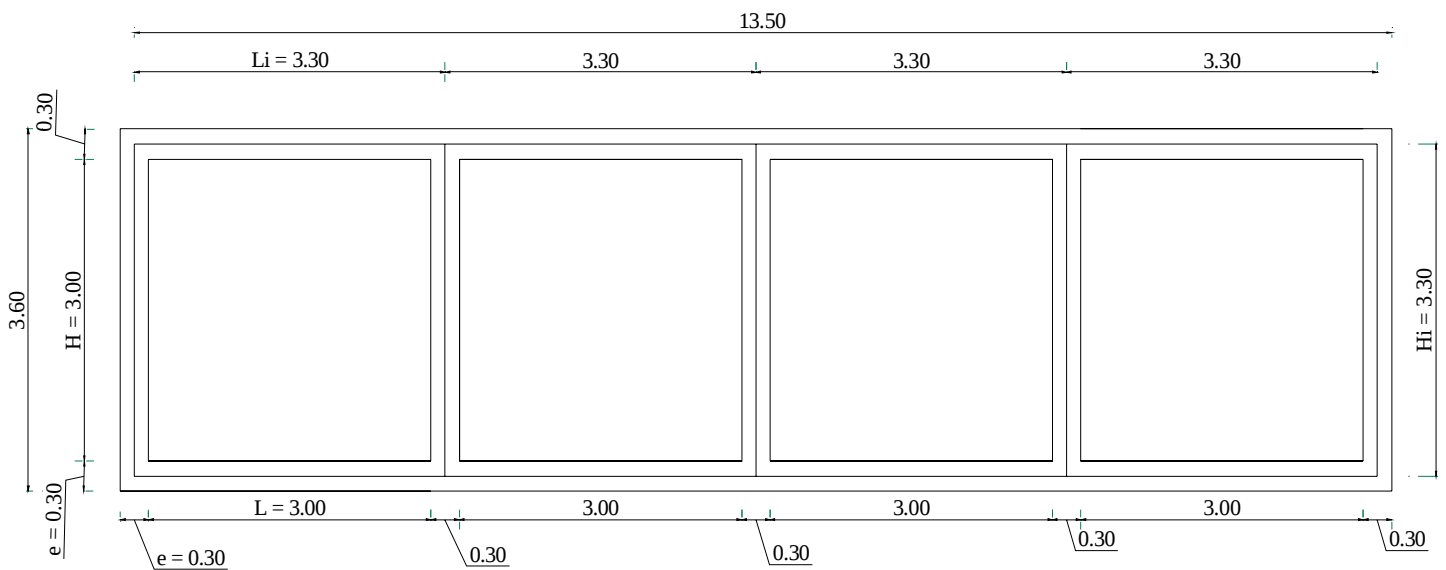


Figure 5 : Modélisation de l'ouvrage

III.3 Méthode de calcul

III.3.1. Principe de calcul

Les calculs sont effectués pour une bande de un mètre d'ouvrage ($B = 1.00$ m) suivant la largeur de celui-ci.

Pour tenir compte de la symétrie de géométrie de l'ouvrage et de la non-symétrie de chargement, il convient que les piédroits intermédiaires soient dimensionnés en compression simple, ce qui permet d'annuler le moment au niveau de ces piédroits. Cette hypothèse justifie la possibilité d'utiliser la méthode des rotations pour l'étude de l'équilibre de chaque nœud du schéma statique.

Le théorème des trois moments s'écrit de la forme suivante :

$$b_i M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_i M_{i+1} = w_i'' - w_{i+1}' \quad [1]$$

L'application de cette équation à chaque appui permet d'obtenir les moments sur appuis

Les coefficients (souplesse) utilisés sont :

$$a_i = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right)^2 \frac{dx}{EI} = \frac{L_i}{3EI} ; b_i = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \frac{x}{L_i} \frac{dx}{EI} = \frac{L_i}{6EI} ; c_i = \int_0^{L_i} \left(\frac{x}{L_i}\right)^2 \frac{dx}{EI} = \frac{L_i}{3EI}$$

L'expression des rotations autour des appuis sont :

$$w_i'' = - \int_0^{L_i} \frac{x}{L_i} * \frac{M_{iso}(x)}{EI} dx ; w_i' = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \frac{M_{iso}(x)}{EI} dx$$

✓ le moment de la poutre isostatique est donné par :

Moment pour une charge répartie p :

$$M_{iso}(x) = p \frac{x}{2} (L_i - x) \Rightarrow w_i'' = - \frac{pL_i^3}{24EI} \text{ et } w_i' = \frac{pL_i^3}{24EI}$$

Moment pour une charge ponctuelle F:

$M_{iso}(x \leq a) = F \left(1 - \frac{a}{L_i}\right) x$ et $M_{iso}(x > a) = F \frac{a}{L_i} (L_i - x)$ ce qui donne les rotations

$$w_i'' = - \frac{Fa}{6EIL_i} (L_i^2 - a^2) \text{ et } w_i' = \frac{Fa}{6EIL_i} (L_i - a)(2L_i - a)$$

Le moment et l'effort tranchant en travée sont donné par :

$$M(x) = M_{iso}(x) + M_a \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_b \frac{x}{L_i} \quad [2]; \quad V(x) = - \frac{dM_{iso}(x)}{dx} + \frac{M_a - M_b}{L_i} \quad [3]$$

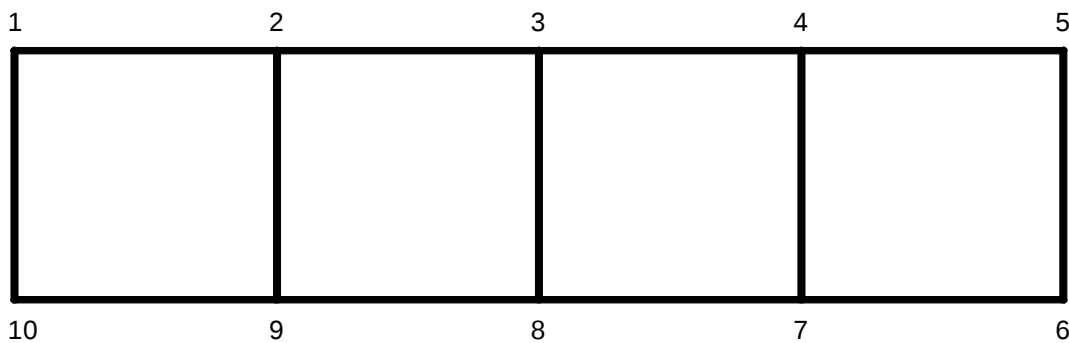


Figure 6 : Schéma statique de l'ouvrage

III.3.2. Principe de calcul de sollicitations

Les efforts et sollicitations dus aux charges permanentes sont déterminés en appliquant le théorème des trois moments ;

Les efforts et sollicitations dus aux surcharges routières peuvent être déterminés à partir de la méthode des lignes d'influence consistant à déplacer la charge sur les travées de manière à produire l'effet défavorable. Cependant, une considération de la surface d'impact de ces charges permet de les rendre surfaciques puis linéaires. Les sollicitations des charges linéairement réparties sur une bande de 1 m de larges peuvent être déterminées en considérant

la traverse ou le radier selon le cas, comme une poutre hyperstatique reposant sur plusieurs appuis. Dans ce cas, on peut utiliser les coefficients

Les nœuds sont considérés rigides pour limiter les déplacements. Cette hypothèse est envisagée ici dans le but de rendre commode le calcul manuel.

Les combinaisons d'actions utilisées sont:

- ✓ A l'ELU : $1.35 G + 1.6 Q$
- ✓ A l'ELS : $G + 1.2 Q$

Schéma de calcul équivalent

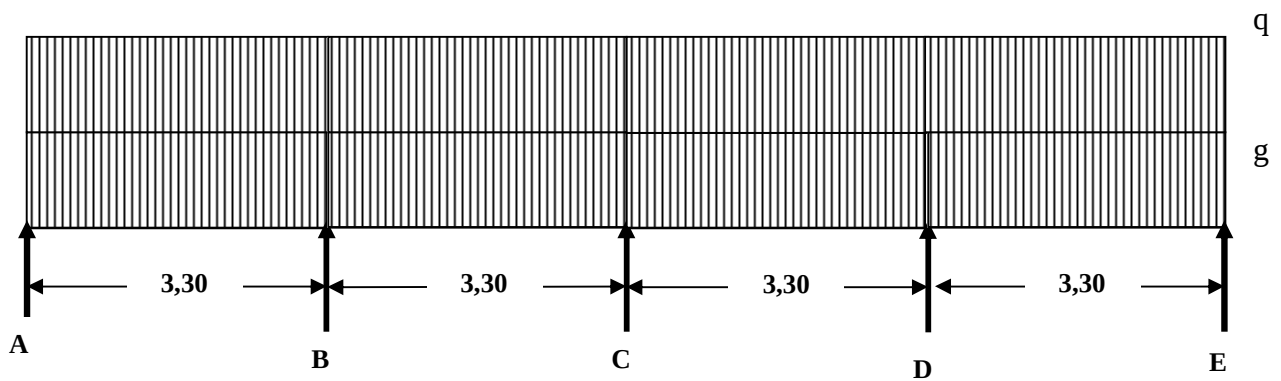


Figure 7 : schéma équivalent de chargement

Sous les charges d'exploitation, les travées sont chargées une à une afin d'obtenir le chargement défavorable.

III.4 Evaluation des charges appliquées à l'ouvrage

III.4.1. Charges permanentes

Les chargements sont ramenés à des charges uniformément réparties dont les intensités sont majorées par les combinaisons d'action. La charge maximale servira à charger en particulier une entière travée. Suivant leur impact longitudinal, ces charges sont aussi appliquées sur les deux travées adjacentes ou sur la totalité des travées. Dans tous les cas, les surcharges appliquées aux dalots ne seront pas inférieures à 2 t/m^2 (2.4 t/m^2 à l'ELS).

Il est également prise en compte une poussée des terres $Q_r = 1 \text{ t/m}^2$ ($S_{r\max} = K_a \times Q_r$) due aux surcharges de remblai et agissant sur les piédroits

Les charges permanentes seront évaluées pour une bande de $B = 1 \text{ m}$ de largeur de dalot

- ✓ **Au niveau de la traverse**

- Poids propre de la traverse : $P_{tr} = e * B * \gamma_b = 0.30 * 1.00 * 25 = 7.5 \text{ kN/ml}$
- Poids propre des guides roues : $P_{gr} = \frac{e_{gr} * h_{gr} * L_T * \gamma_b}{L_c + 2e_{gr}} = \frac{0.25 * 0.85 * 13.50 * 25}{10.20 + 2 * 0.25} = 6.7 \text{ kN/ml}$
- Poids du remblai et du revêtement
 $P_{rr} = (H_r * \gamma_d + e_r * \gamma_r) * B = (0.83 * 20 + 0.025 * 22) * 1.00 = 17.15 \text{ kN/ml}$

La charge permanente totale sur la traverse vaut : **$G_1 = 31.35 \text{ kN/ml}$**

✓ **Au niveau du radier**

- Poids propre du radier : $P_{ra} = e * B * \gamma_b = 0.30 * 1.00 * 25 = 7.5 \text{ kN/ml}$
- Poids propre des piédroits :
 $P_{pd} = \frac{(n+1) * H * e * \gamma_b}{n * L + (n+1) * e} * B = \frac{5 * 3.00 * 0.30 * 25}{4 * 3.00 + 5 * 0.30} * 1 = 8.33 \text{ kN/ml}$
- Poids propre de la traverse : $P_{tr} = e * B * \gamma_b = 0.30 * 1.00 * 25 = 7.5 \text{ kN/ml}$
- Poids propre des guides roues : $P_{gr} = \frac{e_{gr} * h_{gr} * L_T * \gamma_b}{L_c + 2e_{gr}} = \frac{0.25 * 0.85 * 13.50 * 25}{10.20 + 2 * 0.25} = 6.7 \text{ kN/ml}$
- Poids du remblai et du revêtement
 $P_{rr} = (H_r * \gamma_d + e_r * \gamma_r) * B = (0.83 * 20 + 0.025 * 22) * 1.00 = 17.15 \text{ kN/ml}$

La charge permanente totale sur le radier vaut : **$G_2 = 47.18 \text{ kN/ml}$**

✓ **Poussée latérale du remblai sur un piédroit $P_l = K_a * \gamma_d * h$**

Avec h la hauteur du remblai par rapport au point considéré : h désigne h_1 ou h_2

Le coefficient de poussée vaut $K_a = 0.333$ et le poids volumique du remblai $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$

Calcul de h_1 à partir de la traverse : $h_1 = H_r + \frac{e}{2} = 0.83 + \frac{0.30}{2} = 0.98 \text{ m}$

Poussée latérale au niveau de la traverse : $G_{lt} = 0.333 * 20 * 0.98 = 6.47 \text{ kN/ml}$

Calcul de h_2 à partir du radier : $h_2 = H_i + H_r + \frac{e}{2} = 3.3 + 0.83 + \frac{0.30}{2} = 4.28 \text{ m}$

Poussée latérale au niveau du radier : $G_{lr} = 0.333 * 20 * 4.28 = 28.25 \text{ kN/ml}$

Les charges permanentes sur l'ouvrage se résument comme suit :

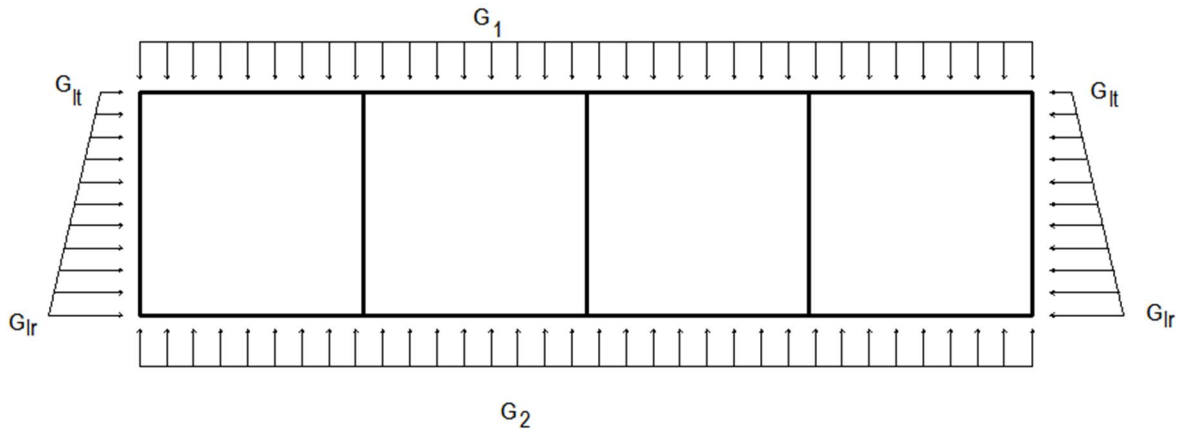


Figure 8 : Chargement permanent appliqué à l'ouvrage

III.4.2. Charges d'exploitation

Les surcharges à considérer dans le calcul comprennent les systèmes B (Bc, Bt, Br) et Mc120.

On peut disposer sur une seule travée longitudinalement 1 seul camion type et transversalement 2 camions types de façon à avoir l'effet le plus défavorable.

On admet une diffusion à 30° dans les 2 directions dans le corps du remblai et une diffusion à 45° dans le béton. Il en résulte des sur largeurs et des sur longueurs qui s'ajoutent aux surfaces d'impact des charges appliquées sur le corps du remblai constituant la chaussée.

Lorsque plusieurs rectangles d'impact se chevauchent, on répartira uniformément la charge totale sur le rectangle enveloppe. Le rectangle d'impact de la fibre neutre est $u \times v$ tel que:

$$u = u_o + 2 \tan 30^\circ \times (e_r + Hr) + e \times \tan 45^\circ$$

$$v = v_o + 2 \tan 30^\circ \times (e_r + Hr) + e \times \tan 45^\circ$$

u_o = largeur de la roue et v_o = longueur de la roue

$$e_r + Hr = 0.025 + 0.83 = 0.855 \text{ m}; \quad 2 \tan(30) = 1.155; \quad \tan 45 = 1$$

$$u = u_o + 1.155 \times 0.855 + 0.3 \times 1 = u_o + 1.288$$

$$v = v_o + 1.155 \times 0.855 + 0.3 \times 1 = v_o + 1.288$$

III.4.2.1. Au niveau de la traverse

✓ Sous-système Bc

Un camion type Bc a une masse totale de 30 t et comporte 3 essieux, tous les 3 à roues simples. L'essieu avant pèse 6t tandis que chaque essieu arrière pèse 12t

Le rectangle d'encombrement mesure 10.50 m de long sur 2.5 m de large.

Une distance de 1.5 m sépare les essieux arrière.

La surface d'impact d'une roue arrière est un carré de 0.25 m de côté et celle d'une roue avant est un carré de 0.20 m de côté

Dans le cas des surcharges routières du système Bc, le cas le plus défavorable est celui où l'on se retrouve avec les huit(08) roues arrières de 6 tonnes chacune que forment deux files de camions disposés sur la même travée. Pour le calcul de nos différents moments, nous allons transformer ces charges les plus défavorables en charge de surface.

Le schéma ci-dessous nous montre une disposition des roues des deux files de camions sur une travée.

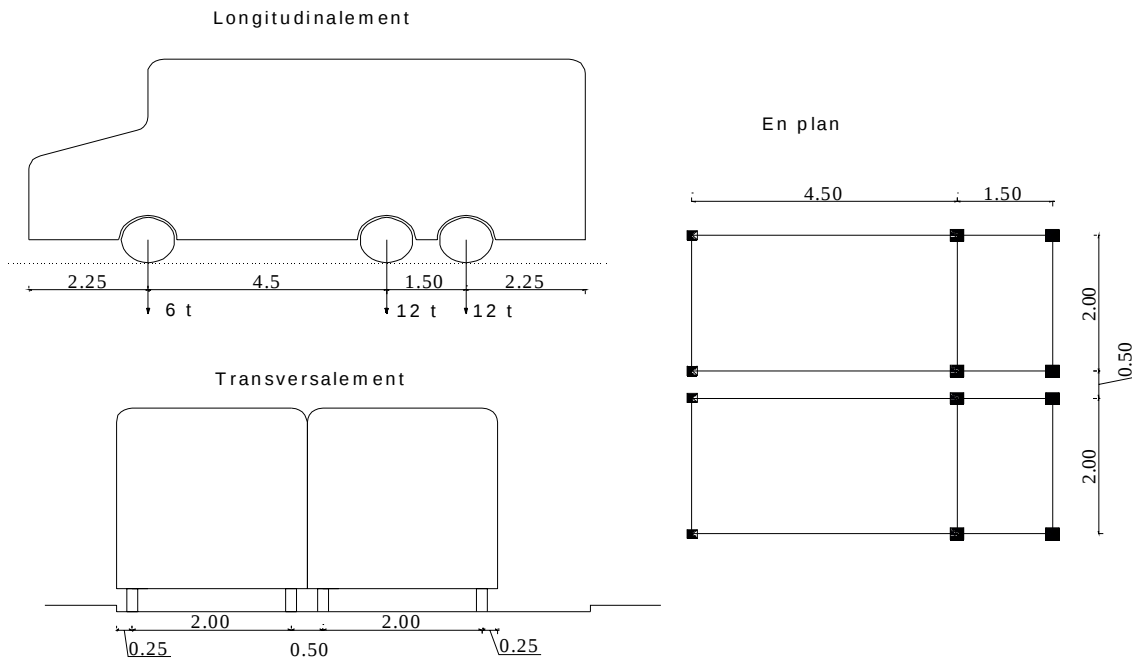


Figure 9 : Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bc

La charge Q_c est multipliée par un coefficient de dégressivité transversale b_c qui est fonction de la classe de l'ouvrage et du nombre de voies de circulation sur l'ouvrage. L'ouvrage étant de classe I avec 2 voies de circulation, le coefficient vaut $b_c = 1.1$

On peut disposer sur la traverse (sur une travée) 2 x 2 essieux de 12 tonnes soit 8 roues de 6 t, la charge répartie linéairement correspondante s'évalue comme suit:

$$P_{roues} = 8 * 6 * 10 = 480 \text{ kN}$$

La surface d'encombrement la plus contraignante de la surcharge à la surface de roulement est de $1,75 \times 0,75 = a \times b$ correspondant à 1 x 2 essieux de 12 tonnes, soit 240 kN.

La surface d'impact d'une roue arrière est un carré de 0.25 m de côté, donc $u_o = v_o = 0.25$

Cet impact sur l'ouvrage sera un carré de côté : $u = v = 0.25 + 1.288 = 1.54 \text{ m}$

La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right) \left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(1.75 + \frac{1.54}{2}\right) \left(0.75 + \frac{1.54}{2}\right) = 3.83 \text{ m}^2$$

La surcharge répartie sur la traverse : $Q_c = \frac{240 \cdot b_c}{A} = \frac{240 \cdot 1.1}{3.83} = 68.93 \text{ kN/m}^2$

Le coefficient de majoration dynamique donne : $\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4G/Q}$

Avec $L = \max(\text{Largeur roulable ; portée de la travée}) = \max(10.20 ; 3.00) = 10.20 \text{ m}$

G = Poids total d'une section de couverture de longueur L et toute la largeur relative à cette couverture et aux éléments reposant sur elle.

G = Charge permanente de l'élément considéré (travée) soit $G = 31.35 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = 94.05 \text{ kN}$

Q = Poids total maximum des essieux du système (Bc) qu'il est possible de placer sur la longueur L ; cette charge vaut : $Q = 240 \text{ kN}$

Le coefficient de majoration dynamique donne : $\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \cdot 10.2} + \frac{0.6}{1+4 \cdot \frac{94.05}{240}} = 1.365$

La surcharge majorée sous le système Bc : $Q_{Bc} = 68.93 \cdot 1.365 \cdot 1 = 94.1 \text{ kN/ml}$

✓ Sous-système Bt

L'essieu tandem du sous-système Bt comporte 2 essieux de 2 roues simples de 16t par essieu soit 8t par roue.

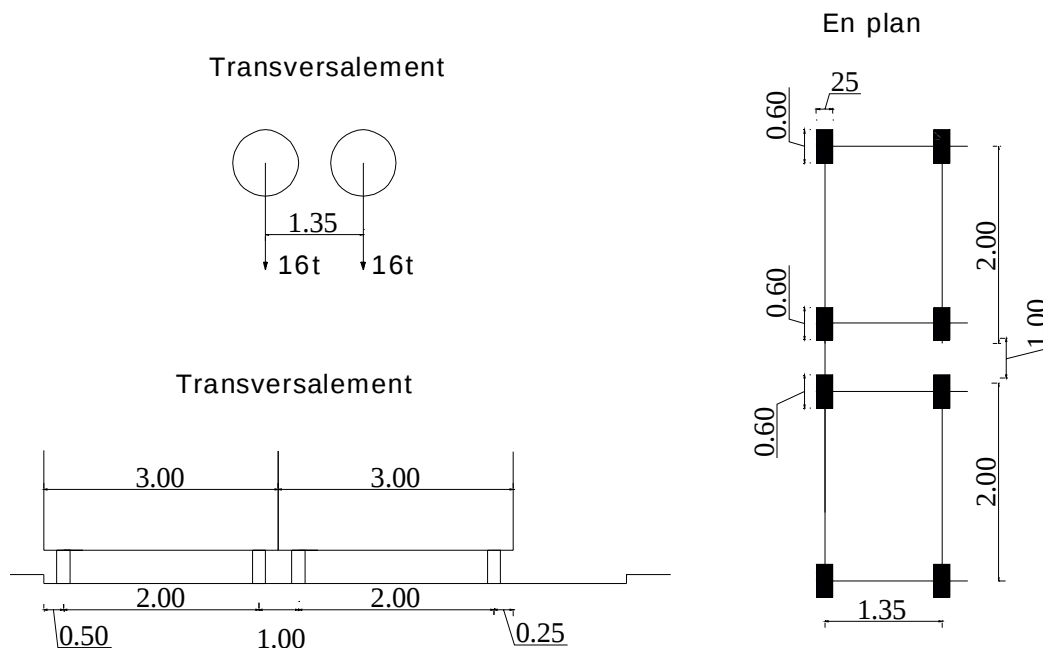


Figure 10 : Disposition des roues des deux files de camions sur une travée sous Bt

La charge B_t est multipliée par un coefficient de dégressivité transversale b_t qui est fonction de la classe de l'ouvrage ; ce coefficient pour un ouvrage de première classe est $b_t = 1$.

Le poids des 8 roues est : $P_{roues} = 8 * 8 * 10 = 640 \text{ kN}$

Le cas le plus contraignant est celui d'un tandem de 32 tonnes soit 320 kN disposés pour un impact de 1,60 x 1,60 m à la surface de la couche de roulement.

La surface d'impact d'une roue arrière est un rectangle de dimensions $u_o = 0.60 \text{ m}$ et $v_o = 0.25 \text{ m}$

Cet impact sur l'ouvrage sera un rectangle tel que: $u = 0.60 + 1.288 = 1.89 \text{ m}$ et $v = 0.25 + 1.288 = 1.54 \text{ m}$

La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right) \left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(1.60 + \frac{1.89}{2}\right) \left(1.60 + \frac{1.54}{2}\right) = 6.03 \text{ m}^2$$

La surcharge répartie sur la traverse : $Q_t = \frac{320 * b_t}{A} = \frac{320 * 1}{6.03} = 53.07 \text{ kN/m}^2$

$G = 31.35 \times 3 = 94.05 \text{ kN/mln}$ et $Q = 320 \text{ kN}$

Le coefficient de majoration : $\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 10.20} + \frac{0.6}{1 + \frac{94.05}{320}} = 1.41$

La surcharge majorée sous le système Bt: $Q_{Bt} = 53.07 * 1.41 * 1 = 74.83 \text{ kN/ml}$

✓ **Sous système Br**

Il s'agit d'une roue isolée de 10 tonnes soit 100 kN pour un impact de 0,30 x 0,60 m à la surface de la couche de roulement. La surface d'impact de la seule roue arrière est un rectangle de dimensions $u_o = 0.60 \text{ m}$ et $v_o = 0.30 \text{ m}$

Cet impact sur l'ouvrage sera un rectangle tel que: $u = 0.60 + 1.288 = 1.89 \text{ m}$ et $v = 0.30 + 1.288 = 1.59 \text{ m}$

La surface d'impact due à la charge des 4 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right) \left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(0.60 + \frac{1.89}{2}\right) \left(0.30 + \frac{1.59}{2}\right) = 1.70 \text{ m}^2$$

La surcharge répartie sur la traverse : $Q_t = \frac{100}{A} = \frac{100}{1.70} = 58.82 \text{ kN/m}^2$

$G = 31.35 \times 3 = 94.05 \text{ kN}$ et $Q = 100 \text{ kN}$

Le coefficient de majoration : $\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 10.20} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 * 94.05}{100}} = 1.16$

Pour 1 m de large, on aura une charge linéaire : $Q_{Br} = 58.82 \times 1.16 = 68.23 \text{ kN/m}^2$

✓ **Charge militaire du convoi Mc120**

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles de masse totale 110t avec une longueur de 6,10 m. et une largeur 1 m par chenille ; la distance d'axe en axe des deux chenilles est de 3,30 m. Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé. La charge correspondant est alors : $Q_{M20} = \frac{1100}{6.10 \times 4.30} = 41.94 \text{ kN/m}^2$

$$G = 31.35 \times 3 = 94.05 \text{ kN et } Q = 1100 \text{ kN}$$

$$\text{Le coefficient de majoration : } \delta = 1 + \frac{0.4}{1+10.20} + \frac{0.6}{1+\frac{4 \times 94.05}{1100}} = 1.48$$

$$\text{Pour 1 m de large, on aura une charge linéaire : } Q_{Mc120} = 41.94 \times 1.48 = 62.20 \text{ kN/m}^2$$

Désignation	Système Bc	Système Bt	Système Br	Système Mc120
<i>Q en kN/m²</i>	68,93	53,07	58,82	41.94
<i>G en kN</i>	94.05	94.05	94.05	94.05
<i>Q en kN</i>	240	320	100	
<i>δ</i>	1.365	1.41	1.16	1.48
<i>Q en kN/ml</i>	94.10	74.83	68.23	62.20
Choix	La charge Bc est la plus défavorable avec <i>Q = 94.10 kN/ml</i>			

Tableau 1 : Récapitulatif des charges routières sur la traverse

III.4.2.2. Au niveau du radier

Le cheminement est le même que précédemment, la seule variante ici est le poids propre de la structure qui sera dans ce cas de : $G = 47.18 \text{ kN/m} \times 3.00 \text{ m} = 141.54 \text{ kN}$.

On obtient donc pour chaque système :

Désignation	Système Bc	Système Bt	Système Br	Système Mc120
<i>Q en kN/m²</i>	68,93	53,07	58,82	41.94
<i>G en kN</i>	141.54	141.54	141.54	141.54
<i>Q en kN</i>	240	320	100	
<i>δ</i>	1.31	1.35	1.22	1.53
<i>Q en kN/ml</i>	90.30	71.64	71.76	64.17
Choix	La charge Bc est la plus défavorable avec <i>Q = 90.30 kN/ml</i>			

Tableau 2 : Récapitulatif des charges routières sur le radier

III.5 Calcul des efforts et sollicitations

Le calcul des différentes sollicitations est consigné dans l'annexe 2.

III.5.1. Résultats du calcul des sollicitations

Partie d'ouvrage	Sollicitations (kNm/ml, kN/ml)		Sous charges G	Sous charges Q
TRAVERSE	Moment sur appui	$M_A = M_E$	0	0
		$M_B = M_D$	-36.58	-122.97
		M_C	-24.39	-110.67
	Moment en travée	$M_{(A-B)} = M_{(D-E)}$	26.35	100.42
		$M_{(C-D)} = M_{(B-C)}$	12.41	83.00
	Réaction d'appui	$R_A = R_E$	40.66	138.50
		$R_B = R_D$	118.25	379.79
		R_C	96.06	354.94
RADIÉ	Moment sur appui	$M_A = M_E$	0	0
		$M_B = M_D$	-55.49	-110.00
		M_C	-36.58	-106.20
	Moment en travée	$M_{(A-B)} = M_{(D-E)}$	40.08	96.34
		$M_{(C-D)} = M_{(B-C)}$	18.50	79.65
	Réaction d'appui	$R_A = R_E$	61.19	132.9
		$R_B = R_D$	177.96	364.44
		R_C	144.48	340.60
Piédroit	Effort en C	$N = R_C$	144.48	354.94
	Effort en B et D	$N = R_B = R_D$	177.96	379.78
	Effort et moment en A et E	$N = R_A = R_E$	61.19	138.50
		$M_{\max} =$	17.73	18.15

Tableau 3 : Résultats du calcul des sollicitations

III.5.2. Récapitulatif des sollicitations

Il est utile pour le calcul de nos sections d'armature de prendre les moments maximaux en travée et sur appuis ainsi que les efforts normaux maximaux et ceci dans le souci d'uniformiser les sections d'acier des différentes parties de l'ouvrage afin d'assurer une facilité de la mise en œuvre.

	Sollicitations (kN.m/ml)	Charges M _G		Charges M _Q		ELU 1.35 M _G + 1.6 M _Q		ELS M _G + 1.2 M _Q	
Traverse	Mmax sur appui	-36.58		-122.97		246.14		184.14	
	Mmax en travée	+26.35		+100.42		196.25		146.85	
Radier	Mmax sur appui	-55.49		-118.00		263.71		197.09	
	Mmax en travée	+40.08		+79.65		181.55		136.66	
		Charges G		Charges Q		ELU		ELS	
Piédroit (kN.m/ml ; kN/ml)		M _G	N _G	M _Q	N _Q	1.35M _G +1.6M _Q	1.35N _G +1.6N _Q	M _G +1.2M _Q	N _G +1.2N _Q
Piédroit de rive		17.73	61.19	18.15	138.50	55.64	313.34	39.55	227.39
Piédroit intermédiaire.			177.96		379.78		847.89		633.70

Tableau 4 : Récapitulatif des sollicitations

Les combinaisons d'action considérée sont celles du III.3.2.

III.6. Calcul des sections d'armatures

Les hypothèses de calcul et les caractéristiques des différents matériaux utilisés (béton, acier, remblai) sont spécifiées aux III.1.

Le calcul des sections d'armatures du corps d'ouvrage sont présentés à l'*annexe 3*.

Partie d'ouvrage		Dimensions (cm)		Section d'aciers			Espacement (cm)
		b	h	Théorique (cm ²)	Choix	Adoptées (cm ²)	
Traverse	En travée	100	30	26.34	1er lit : 9 HA 14 2 ^{ème} lit : 9 HA 14	27.71	15
	Sur appui	100	30	33.03	1er lit : 9 HA 16 2 ^{ème} lit : 9 HA 16	36.19	15
Radier	En travée	100	30	24.51	1er lit : 9 HA 14 2 ^{ème} lit : 9 HA 14	27.71	15
	Sur appui	100	30	35.35	1er lit : 9 HA 16 2 ^{ème} lit : 9 HA 16	36.19	15
Piédroits de rive		100	30	7.47 / face	A _V : 6 HA 14	9.24	15
					A _H : 6 HA 12	6.79	20
Piédroits intérieurs		100	30	10.40 soit 5.20 / face	A _V : 2 x 6 HA 16	12.06	15
					A _H : 6 HA 12	6.79	20

Tableau 5 : Récapitulatif des sections d'armatures

IV. CALCUL DU MUR EN AILE

Le mur en aile sera considéré comme un mur de soutènement de type cantilever. Le rôle de cet ouvrage de soutènement est de retenir un massif de terre. L'étude de ce mur de forme trapézoïdale nécessite une méthode spécifique d'étude et de contrôle du dimensionnement dans le but d'assurer sa stabilité.

Le mur cantilever en béton armé qui, doté d'une base élargie encastree à la partie supérieure du sol, fonctionne sous l'effet du poids du remblai ; c'est un ouvrage rigide.

Le calcul du mur et ses vérifications demande une succession de calculs cohérents et itératifs.

Il est important de pré-dimensionner de la manière rigoureuse les caractéristiques géométriques du mur dans le but d'arriver de la façon rapide aux bons résultats.

L'utilisation de quelques règles simples pour les murs-cantilever «courants» en béton armé permet de choisir rapidement les dimensions du mur.

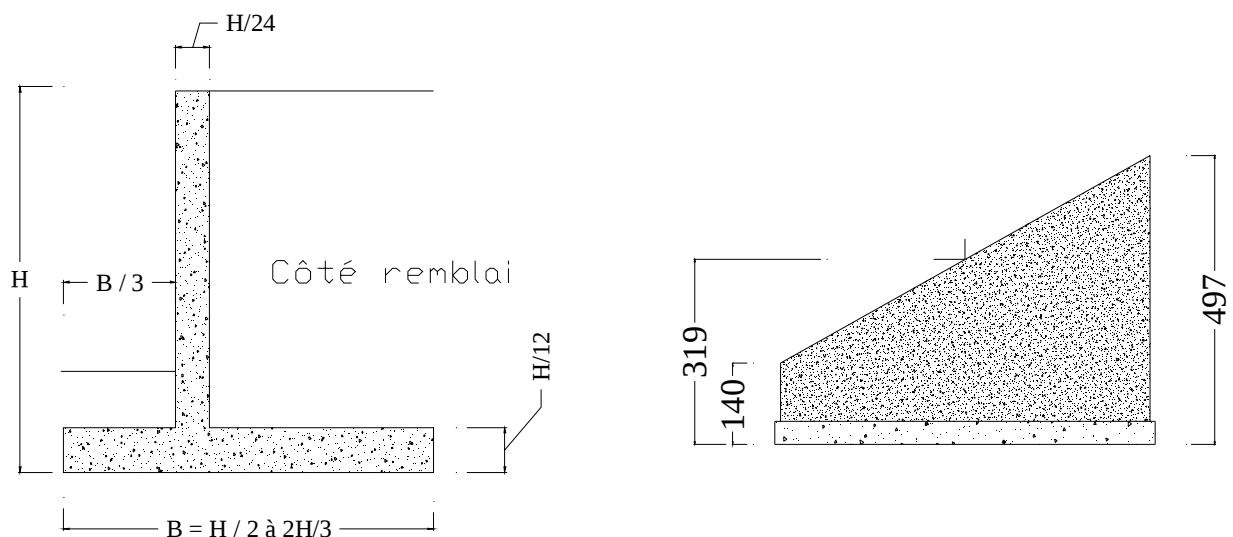


Figure 11 : Schéma du mur

IV.1. Pré dimensionnement des épaisseurs

La hauteur du mur varie de $H_{min} = 1.40 \text{ m}$ à $H_{max} \approx 5.0 \text{ m}$

Le calcul des dimensions du mur avec H_{min} est synonyme de le sous-dimensionner tandis le calcul H_{max} reviendrait à le sur – dimensionner si même ce cas est favorable pour la sécurité de l'ouvrage. Ainsi, la hauteur moyenne $H_m = \frac{H_{min} + H_{max}}{2} = 3.20 \text{ m}$

Dans le souci d'effectuer un pré dimensionnement convenable du mur en aile, il convient de retenir comme hauteur de calcul : $H_c = 0.80 * H_{max} = 0.80 * 5 = 4.00 \text{ m}$

✓ Épaisseur e_1 en tête et à la base du mur

Elle est évaluée comme suit : $e_1 = \frac{H_c}{24} = \frac{4.00}{24} = 16.67 \text{ cm}$

Choix : $e_0 = 30 \text{ cm}$

✓ Épaisseurs e_2 de la semelle

$e_1 = \frac{H_c}{12} = \frac{4.00}{12} = 33.33 \text{ cm}$

Choix : $e_1 = 40 \text{ cm}$

✓ Largeur b de la semelle

Elle est donnée par : $\frac{1}{2} H_{max} \leq b \leq \frac{2}{3} H_{max}$ soit $\frac{1}{2} * 5 \leq b \leq \frac{2}{3} * 5 \Rightarrow 2.50 \leq b \leq 3.30$

La valeur $b = 3.35 \text{ m}$ sera retenue dans le souci de satisfaire les vérifications de la stabilité externe

Choix : $b = 3.35 \text{ m}$

✓ Largeur b_1 du patin

Elle vaut : $b_1 = \frac{b}{3}$ soit $\frac{2.5}{3} \leq b_1 \leq \frac{3.30}{3} \Rightarrow 0.833 \leq b_1 \leq 1.10$

Choix : $b_1 = 1.00 \text{ m}$

✓ Largeur b_2 du talon

Elle se déduit : $b_2 = b - (b_1 + e_1) = 3.35 - (1 + 0.30) = 2.05 \text{ m}$

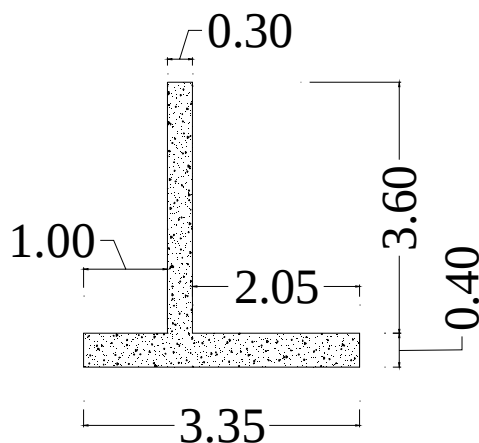


Figure 12.: Dimensions du mur en aile

IV.2. Dimensionnement du mur en aile

Les calculs sont effectués pour une bande de 1 m de mur.

IV.2.1. Les paramètres de calcul

Les hypothèses de calcul et les caractéristiques des différents matériaux utilisés (béton, acier) sont spécifiées aux III.1. L'enrobage est pris égal 5 cm pour la semelle du mur et 3 cm pour les autres parties.

Pour le remblai, les caractéristiques sont :

- ✓ Cohésion $c = 0$
- ✓ Poids volumique des terres $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement interne $\Phi = 30^\circ$
- ✓ Poussée passive nulle sur l'avant du patin
- ✓ Terre-plein horizontal non chargé
- ✓ Coefficient de poussée
 - o horizontale : $K_{aH} = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$
 - o verticale : $K_{aV} = 0$
- ✓ hauteur de remblai sur le patin $h = 0.40 \text{ m}$

Pour le sol de fondation sous la semelle (remblai compacté), on a

- ✓ angle de frottement interne $\Phi' = 20^\circ$
- ✓ contrainte du sol : $\sigma_0 = 1.35 \text{ bar} = 1.35 * 1.10^5 \text{ Pa} = 135 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Cohésion $c' = 0$

IV.2.2. Evaluation des forces et moments appliqués au mur

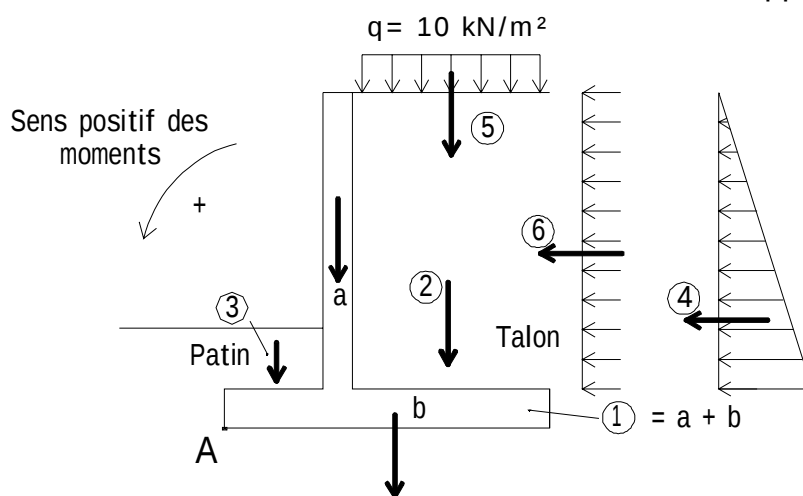


Figure 13 : Inventaire des forces appliquées au mur

Calcul des sollicitations du mur

				Actions horizontales $R_H=P_G$ ou P_Q (kN/ml)		Actions verticales $R_V=G$ ou G (kN/ml)		$M_{/A}$ (kNm/ml)	
Charges G	Poids du mur et des terres	a	Voile			$3.60 \times 0.30 \times 25$ =	27.00	$\times 1.15$	-31.05
		b	Semelle			$3.35 \times 0.40 \times 25$ =	33.50	$\times 3.35/2$	-56.11
		(1)	Mur (a +b)				60.50		-87.16
		(2)	Terre (talon)			$3.60 \times 2.05 \times 20$ =	147.60	$\times 2.325$	-343.17
		(3)	Terre (patin)			$1.00 \times 0.40 \times 20$ =	8.00	$\times 0.50$	- 4.00
	Poussée des terres	(4)		$0.333 \times 20 \times 3.6^2/2$ =	43.20			$\times 4/3$	+57.60
Charges Q	Charges d'exploitation	(5)				$10 \times 2.05 =$	20.50	$\times 2.325$	-47.66
	Poussée du à la surcharge d'exploitation	(6)		$0.333 \times 10 \times 3.6 =$	12.00			$\times 4/2$	+24.00

Tableau 6 : Récapitulatifs des actions appliquées au du mur

Les combinaisons d'actions à prendre en compte à l'ELS: G + Q

C1 : (1) + (2) + (3) + (4) + (5) + (6)

C2 : (1) + (2) + (4) + (5) + (6) (terres sur le patin non prises en compte)

C3 : (1) + (2) + (4) (terres sur le patin non prises en compte)

✓ Sous la combinaison C1

$$M_{/A} = -87.16 - 343.17 - 4 + 57.60 - 47.66 + 24 = -400.39 \text{ kNm}$$

$$R_V = 60.50 + 147.60 + 8 + 20.50 = 236.60 \text{ kN}$$

$$R_H = 43.20 + 12.00 = 55.20 \text{ kN}$$

✓ Sous la combinaison C2

$$M_{/A} = -87.16 - 343.17 + 57.60 - 47.66 + 24 = -396.39 \text{ kNm}$$

$$R_V = 60.50 + 147.60 + 20.50 = 228.60 \text{ kN}$$

$$R_H = 43.20 + 12.00 = 55.20 \text{ kN}$$

✓ Sous la combinaison C3

$$M_{/A} = -87.16 - 343.17 + 57.60 = -372.73 \text{ kNm}$$

$$R_V = 60.50 + 147.60 + 0 = 208.10 \text{ kN}$$

$$R_H = 43.20 \text{ kN}$$

IV.2.3. Vérification de la stabilité du mur

De façon générale le mur de soutènement se trouve soumis à un effort de poussée P et un effort de butée B (considérée comme stabilisante).

✓ Vérification au renversement (non basculement)

La stabilité est être définie comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement, moments évalués par rapport au point A.

Forces de renversement : poussée Pt, résultante éventuelle des sous-pressions de l'eau U.

Force stabilisatrices : poids Pi, butée B.

Le coefficient de sécurité au renversement est donné par : $F_r = \frac{\sum \text{Moment stabilisant}}{\sum \text{Moment renversant}} = \frac{M_s}{M_r}$

La sécurité est assurée pour $F_r \geq 1,5$

La vérification au non renversement est effectuée sous la combinaison C2 en prenant pas en compte la butée sur le patin.

Moment stabilisant : $M_s = 87.16 + 343.17 + 47.66 = 477.99 \text{ kN.m}$

Moment renversant : $M_r = 57.60 + 24.00 = 81.60 \text{ kN.m}$

Il vient : $F_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{477.99}{81.60} = 5.858 > 1.5$

La stabilité du mur est donc vérifiée

✓ Stabilité au non glissement et non poinçonnement du sol d'assise

Le coefficient de sécurité au glissement est $F_g = \frac{c' + b + R_v \tan \theta}{R_H} \geq 1.5$

Avec :

- $b = 3.35 \text{ m}$, largeur du mur à la base
- $\theta = 20^\circ$, angle de frottement entre le mur et la base du mur
- R_v = composante horizontale de la résultante des forces
- R_H = composante verticale de la résultante des forces

$$F_g = \frac{0 + b + R_v \tan \theta}{R_H} = \frac{R_v \tan \theta}{R_H} \geq 1.5$$

La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale de référence σ_{ref} au quart de la largeur comprimée est au plus égale à la contrainte de calcul q_{ser} , et convenablement corrigée pour tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison δ_R sur la verticale de la résultante R des actions appliquées. La condition suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{ref} < \bar{\sigma}_{ser} = \sigma_0 * \delta_R$$

Les sollicitations de calcul (résultantes des forces verticales et horizontales, moment résultant de ces forces au point A) permettent la détermination des contraintes verticales exercées par la semelle du mur sur le terrain d'assise.

Le sol d'assise est supposé élastique, et la semelle infiniment rigide. Il en résulte que le diagramme des contraintes sur le sol peut valablement être supposé linéaire.

	Combinaison C1	Combinaison C2	Combinaison C3
M/A (kNm/ml)	-400.39	-396.39	-372.73
R_V (kN/ml)	236.60	228.60	208.10
R_H (kN/ml)	55.20	55.20	43.20
Coefficient de sécurité au glissement $F_g = \frac{R_V \tan \theta}{R_H} \geq 1.5$	1.56 > 1.5 Condition vérifiée	1.51 > 1.5 Condition vérifiée	1.75 > 1.5 Condition vérifiée
Excentricité $e_A = \frac{M/A}{R_V}$	1.69	1.73	1.79
Tiers central $\frac{b}{3} = \frac{3.35}{3} = 1.117$ $\frac{2b}{3} = 2.233$	La résultante R passe dans le tiers central	La résultante R passe dans le tiers central	La résultante R passe dans le tiers central
Diagramme des contraintes	Forme trapézoïdale	Forme trapézoïdale	Forme trapézoïdale
$\sigma_{ref} = \frac{5R_V}{2b} \left(1 - 1.2 \frac{e_A}{b} \right)$	69.68	64.88	55.72
$\tan \delta_R = \frac{R_H}{R_V}$	0.233	0.241	0.207
δ_R en radian	0.229	0.236	0.203
$e^{-\delta_R}$	0.796	0.790	0.816
$\bar{\sigma}_{ser} = \sigma_0 * e^{-\delta_R}$ $= 135 * e^{-\delta_R}$	107.38	106.65	110.16
Condition de non poinçonnement $\sigma_{ref} < \bar{\sigma}_{ser}$	69.68 < 107.38 Condition vérifiée	64.88 < 106.65 Condition vérifiée	55.72 < 110.16 Condition vérifiée

Tableau 7: Vérification au non glissement et non poinçonnement

Le non glissement du mur est vérifié sous les 3 combinaisons

La stabilité du non - glissement du mur est vérifiée avec les 3 combinaisons

N.B : Le non - glissement du mur est vérifiée pour : $1,5 < F_g \leq 2$

IV.2.4. Calcul des sections d'acier et ferrailage du mur

Le calcul des sections d'armatures d'un mur en aile sont consignés dans l'*annexe 4*.

Récapitulatif des sections d'armatures d'un mur en aile pour 1 ml d'ouvrage

			Choix des aciers	Espacements (cm)
Voile	Face remblayée	Aciers principaux	2 x 5 HA 14	20
		Aciers de répartition	5 HA 12	20
	Face vue	Aciers principaux	5 HA 12	20
		Aciers de répartition	5 HA 10	20
Semelle	Patin	Aciers principaux	5 HA 12	20
		Aciers de répartition	5 HA 10	20
	Talon	Aciers principaux	8 HA 14	20
		Aciers de répartition	6 HA 12	20

Tableau 8 : Récapitulatif des sections d'armatures d'un mur en aile

V. PLANS D'EXECUTION ET COUT DE REALISATION

V.1. Dossiers de plans d'exécution

Le dimensionnement structural du dalot a abouti à l'établissement des plans d'exécution constituant les résultats de la présente étude. Ces plans sont regroupés dans à l'*annexe 5*.

Ce dossier plan comprend :

- ✓ une vue en plan de l'ouvrage
- ✓ une vue principale (vue de côté)
- ✓ une coupe transversale
- ✓ une coupe longitudinale
- ✓ le plan de ferrailage du cadre
- ✓ le cahier d'armatures du cadre
- ✓ le plan de ferrailage d'un mur en aile

V.2. Métré de l'ouvrage et devis estimatif

✓ Quantité de béton

Partie d'ouvrage	Dimensions	Volume (m ³)		Dosage du béton (kg/m ³)		
				150	250	350
				Masse (kg)		
Guide roue	H _{GR}	m	1,13	7,628		2 669,625
	L _{GR}	m	13,50			
	E _{GR}	m	0,25			
	N _{GR}		2,00			
Traverse	L _{TR}	m	13,50	41,310		14 458,500
	E _{TR}	m	0,30			
	I _{TR}	m	10,20			
Piédroits	H _{PD}	m	3,00	48,150		16 852,500
	L _{PD}	m	10,70			
	E _{PD}	m	0,30			
	N _{PD}		5,00			
Radier	L _{RA}	m	13,50	41,310		14 458,500
	E _{RA}	m	0,30			
	I _{RA}	m	10,20			
BP radier	E _{BP}	m	0,10	13,770	2 065,500	
Bèche	L _{RA}	m	13,50	10,125		2 531,250
	E _{RA}	m	1,50			
	I _{RA}	m	0,50			
BP bèche	E _{BE}	m	0,10	0,675	101,250	
Total			162,968	2 166,750	2 531,250	48 439,125
Total + Perte de 10%			179,264	2 383,425	2 784,375	53 283,038
Volume total de béton		m ³		179,264		
Masse totale de de ciment		t		58,451		

Tableau 9: Volume théorique de béton

✓ Protection aval en gabion de 2 x 1 x 0.50

$$\text{Surface utile pour gabions} : \frac{13.5+20}{2} * 6 = 100.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour des cages de 2 x 1 x 0.50, il faut : } \frac{100.5}{2*1} = 50.25 \text{ cages.}$$

La disposition des cages sur les 100.5 m² nécessite 55 cages de 2 x 1 x 0.50

✓ Protection amont en enrochement

Surface utile pour enrochement en amont : $\frac{13.5+20}{2} * 6 = 100.5 m^2$

✓ Protection des flancs du remblai contigu à l'ouvrage

Cette protection est en perré maçonné d'épaisseur 20 cm

La surface totale prévue en perré maçonnés pour les 4 piédroits est : $4 * \frac{2+5.43}{2} * 6.11 = 97.80 m^2$

V.3. Estimation du coût de l'ouvrage

La détermination du coût l'ouvrage est basé sur le sous détails des prix du marché du projet de construction et de bitumage de la route Sabou – Koudougou – Didyr. Il s'agit là, d'un coût fixe par ouvrage type dont les corps de l'ouvrage est payé par mètre linéaire et la tête par unité. Les sous détails de prix unitaires sont propres à l'entreprise et peuvent figurer dans le présent document à cause de leur caractère confidentiel.

Prix basé sur le sous détails des prix du marché du projet de construction et de bitumage de la route Sabou – Koudougou - Didyr					
N° de prix	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire Dollar US (Montant en chiffres)	Total Dollar US (Montant en chiffres)
410 qa	Dalot quadruple en BA de 3,0m x 3,0m	ml	10,20	4 714	48 083
410 qb	Tête de dalot quadruple en BA de 3,0m x 3,0m	u	2,00	33 512	67 024
Total hors douane hors taxes					115 107

Tableau 10 : Coût hors taxe de l'ouvrage

Le coût hors douane hors taxes de l'ouvrage s'estime à \$115 107 soit $\$500.01 * 115 107 = 57 554 651.07$ FCFA.

CONCLUSION

L'élaboration d'une note de calcul d'un ouvrage hydraulique nécessite une connaissance approfondie d'une méthode de calcul, une grande concentration et un temps de travail beaucoup plus important.

L'ingénieur chargé de l'étude doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles liées au de construction de l'ouvrage.

Dans le cadre de notre étude, la note de vérification hydraulique a révélé que la section de l'ouvrage est suffisante et donc capable d'écouler le débit de projet convenablement au mode de fonctionnement d'un dalot à sortie libre. La section 4 x 3.00 x 3.00 est compatible avec le débit de projet. Cependant la protection de l'amont de l'ouvrage en enrochement et celle aval en gabions est obligatoire pour atténuer les effets de l'eau.

La hauteur de remblai $H_r = 83$ cm sur l'ouvrage est importante, ceci engendre une charge importante sur la traverse et également au niveau du radier et, les sections d'aciers tendus à ces niveaux sont élevées. Une diminution de cette hauteur de remblai à 40 cm permettra de réduire la section d'acier tendu. Si une modification de la ligne rouge du projet n'est plus possible, un rehaussement de la hauteur de la hauteur H de l'ouvrage est nécessaire afin de garder la même cote pour le radier.

Le calcul manuel de la structure de l'ouvrage hydraulique a été fastidieux et long. Il a fallu de la rigueur et une attention poussée pour effectuer tous les calculs nécessaires.

Le dimensionnement structural nous a permis de déterminer les différents ferraillages et d'établir les divers plans nécessaires à la construction de notre dalot. Les plans de coffrage et de ferraillages obtenus constituent le dossier de plans d'exécution.

Le coût de réalisation hors douane et hors taxes de l'ouvrage s'estime à près 57 554 651.07 *FCFA* soit 115 107 dollars américain. Ce coût n'intègre de coût d'établissement des plans d'exécution en bureau d'étude.

BIBLIOGRAPHIE

François SCHLOSSER, *Ouvrages de soutènement, Poussée et butée*

Ph. Lombard (1972), *Manuel d'exécution de petits ouvrages routiers en Afrique*,
BCEOM (Bureau Central d'Etudes, pour l'Equipement d'Outre-Mer, pour le compte
du Ministère français de la coopération, 1972)

SCET Tunisie (mars 2011), *RAPPORT HYDROLOGIQUE FINAL DES ETUDES TECHNIQUES
DETAILLES (APD ROUTE SABOU – KOUDOUGOU –DIDYR)*

VAN TUU et coll. (1972), *Hydraulique routière*

SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes) décembre 1992,
Guide conception Ponts – cadres et portiques

Jean Perchat et Jean Roux, *Pratique du BAEL 91, Cours avec exercices corrigés*

Jean COURBON et Jean-Noël T., *Résistance des matériaux, Formulaire*

ANNEXES

Sommaire des annexes

ANNEXE 1 : Note de Vérification hydraulique	1
ANNEXE 2: Calcul des sollicitations	2
ANNEXE 3 : Calcul des sections d'armatures	6
ANNEXE 4 : Calcul des sollicitations et ferrailage du mur en aile	13
ANNEXE 5 : Dossier de plans d'exécution.....	18

ANNEXE 1 : Note de Vérification hydraulique

VERIFICATION HYDRAULIQUE SORTIE DENOYEE (SORTIE LIBRE)			
OUVRAGE OH 4 x (3,00 x 3,00)			
Paramètres de calcul de l'ouvrage: Caractéristiques géométriques			
Débit de projet	Qp =	64,56	m³/s
Vitesse maxi admissible	Vmax =	5,00	m/s
Accélérateur de la pesanteur	g =	9,81	m/s²
Cote TN	Z _{TN} =	286,58	m
Cote Projet	Z _{PJT} =	289,39	m
Cote Fil d'eau	Z _{FE} =		m
D: hauteur fct° des caracteristiques du site	D =	3,00	m
Nombre d'ouvertures du dalot	n =	4	
Débit de projet d'une ouverture	q =	16,14	
Section théorique du dalot	Sth =	3,23	m²
Ouverture théorique du dalot	Bth =	1,08	m
Largeurs possibles	6,00	4,00	m
	3,00	2,00	m
		1,50	m
Choix de l'ouverture pratique du dalot	Bc =	3,00	m
Section pratique du dalot	Sc =	9,00	m²
Coefficient de Manning - Strickler en béton ==>> K = 67	Dalot K =	67	
	Q* ₁ =	0,234	
Lecture H* ₁ abaque pages 248	H* ₁ =	0,73	
Hauteur amont H* ₁ =H ₁ /D ==> H ₁ = D . H* ₁	H ₁ =	2,19	m
Si Ham > 1.25 D ==> Hydraulique en charge Si Ham < 1.25 D ==> Hydraulique en surface libre			
	Ecoulement à surface libre		
Evaluation de la pente critique			
Calcul de Q* ₂ Q* ₂ = q/(g*B^5)^1/2	Q* ₂ =	0,331	
Lecture I* _c pente critique réduite (abaque pages 258)	I* _c =	3,15	
Pente critique I _c I _c = g. I* _c / K^2 . (B)^(1/3)	I _c =	0,4773	%
	I =	0,50	%
Evaluation de la vitesse réelle			
Calcul de Q* ₃ Q* ₃ = q/(K*I^(1/2)*B^(8/3)	Q* ₃ =	0,182	
Lecture V* critique réduite (abaque page 263)	V* =	0,390	
Vitesse critique V = V* . K . I^(1/2) .B^(2/3)	V =	3,84	m/s
Vérification			
Il faut que V <= Vmax	Le dimensionnement est bon		
Capacité réelle d'évacuation Q = K*S*(Rh)^(2/3)*I^(1/2)	Q =	91,78	m³/s

ANNEXE 2: Calcul des sollicitations**A2-1. Au niveau de la traverse****A2-1.1. Sous charges permanentes**

La charge permanente de la traverse est : $g = 31,35 \text{ kN/ml}$

✓ Calcul des moments d'appuis

$$M_A = M_E = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_D = -0.10714g * l^2 = -0.10714 * 31.35 * 3.30^2 = -36,58 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_C = -0.07143g * l^2 = -0.07143 * 31.35 * 3.30^2 = -24,39 \text{ kN.m/ml}$$

✓ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_E = 0.393g * l = 0.393 * 31.35 * 3.30 = 40,66 \text{ kN}$$

$$R_B = R_D = 1.143g * l = 1.143 * 31.35 * 3.30 = 118,25 \text{ kN}$$

$$R_C = 0.92857g * l = 0.92857 * 31.35 * 3.30 = 96,06 \text{ kN}$$

✓ Détermination des moments à mi-travée

$$M_{(A,B)} = M_{(D,E)} = 0.07717g * l^2 = 0.07717 * 31.35 * 3.30^2 = 26,35 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{(C,D)} = M_{(B,C)} = 0.03635g * l^2 = 0.03635 * 31.35 * 3.30^2 = 12,41 \text{ kN.m/ml}$$

A2-1.2. Sous charges d'exploitation

La charge d'exploitation de la traverse est : $q = 94.10 \text{ kN/ml}$

✓ Calcul des moments d'appui

$$M_A = M_E = 0 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_B = M_D = -0.12q * l^2 = -0.12 * 94.10 * 3.30^2 = -122,97 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_C = -0.108q * l^2 = -0.108 * 94.10 * 3.30^2 = -110,67 \text{ kN.m/ml}$$

✓ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_E = 0.446q * l = 0.446 * 94.10 * 3.30 = 138,50 \text{ kN}$$

$$R_B = R_D = 1.223q * l = 1.223 * 94.10 * 3.30 = 379,79 \text{ kN}$$

$$R_C = 1.143q * l = 1.143 * 94.10 * 3.30 = 354,94 \text{ kN}$$

✓ Détermination des moments à mi-travée

$$M_{(A,B)} = M_{(D,E)} = 0.098q * l^2 = 0.098 * 94.10 * 3.30^2 = 100,42 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{(C,D)} = M_{(B,C)} = 0,081q * l^2 = 0.081 * 94.10 * 3.30^2 = \mathbf{83.00 \text{ kN.m/ml}}$$

A2-2. Au niveau du le radier

A2-2.1. Sous charges permanentes

$$g = 47.18 \text{ kN/ml}$$

✓ Calcul des moments d'appuis

$$M_A = M_E = \mathbf{0 \text{ kN.m}}$$

$$M_B = M_D = -0,108.g.l^2 = -0.108 * 47.18 * 3.30^2 = \mathbf{-55.49 \text{ kN.m/ml}}$$

$$M_C = -0,071g * l^2 = -0.071 * 47.18 * 3.30^2 = \mathbf{-36.58 \text{ kN.m/ml}}$$

✓ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_E = 0.393g * l = 0.393 * 47.18 * 3.30 = \mathbf{61.19 \text{ kN}}$$

$$R_B = R_D = 1.143g * l = 1.143 * 47.18 * 3.30 = \mathbf{177.96 \text{ kN}}$$

$$R_C = 0.928g * l = 0.928 * 47.18 * 3.30 = \mathbf{144.48 \text{ kN}}$$

✓ Détermination des moments à mi - travée

$$M_{(A,B)} = M_{(D,E)} = 0.078g * l^2 = 0.078 * 47.18 * 3.30^2 = \mathbf{40.08 \text{ kN.m/ml}}$$

$$M_{(C,D)} = M_{(B,C)} = 0.036g * l^2 = 0.036 * 47.18 * 3.30^2 = \mathbf{18.50 \text{ kN.m/ml}}$$

A2-2.2. Sous charges d'exploitation

$$q = 90.30 \text{ kN/ml}$$

✓ Calcul des moments d'appuis

$$M_A = M_E = \mathbf{0 \text{ kN.m}}$$

$$M_B = M_D = -0.120q * l^2 = -0.120 * 90.30 * 3.30^2 = \mathbf{-118.00 \text{ kN.m/ml}}$$

$$M_B = M_D = \mathbf{-110.00 \text{ kN.m/ml}}$$

$$M_C = -0.108q * l^2 = -0.108 * 90.30 * 3.30^2 = \mathbf{-106.20 \text{ kN.m/ml}}$$

$$M_C = \mathbf{-106.20 \text{ kN.m/ml}}$$

✓ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_E = 0.446q * l = 0.446 * 90.30 * 3.30 = \mathbf{132.90 \text{ kN}}$$

$$R_B = R_D = 1.223q * l = 1.223 * 90.30 * 3.30 = \mathbf{364,44 \text{ kN}}$$

$$R_C = 1,143q * l = 1.143 * 90.30 * 3.30 = \mathbf{340.60 \text{ kN}}$$

✓ Détermination des moments à mi - travée

$$M_{(A,B)} = M_{(D,E)} = 0.098q * l^2 = 0.098 * 90.30 * 3.30^2 = \mathbf{96.34 \text{ kN.m/ml}}$$

$$M_{(C,D)} = M_{(B,C)} = 0.081q * l^2 = 0.081 * 90.30 * 3.30^2 = \mathbf{79.65 \text{ kN.m/ml}}$$

A2-3. Sur le piédroit central C

A2-3.1. Sous charges permanentes

L'effort normal est $N = R_C = \mathbf{144,48 \text{ kN}}$

A2-3.2. Sous charges d'exploitation

L'effort normal est $N = R_C = \mathbf{354,94 \text{ kN}}$

A2-4. Sur les piédroits centraux B et D

A2-4.1. Sous charges permanentes

L'effort normal est $N = R_B = R_D = \mathbf{177,96 \text{ kN}}$

A2-4.2. Sous charges d'exploitations

L'effort normal est $N = R_B = R_D = \mathbf{379,78 \text{ kN}}$

A2-5. Sur les piédroits externes A et E

A2-5.1. Sous charges permanentes

L'effort normal est de $N = R_A = R_E = \mathbf{61,19 \text{ kN}}$

Moment dû à la poussée des terres

La poussée latérale du remblai sur un piédroit de rive vaut : $P_l = K_a * \gamma_d * h$

Avec h la hauteur du remblai par rapport au point considéré (traverse ou radier) : h désigne h_1 ou h_2

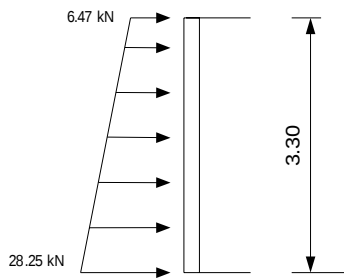
Le coefficient de poussée vaut $K_a = 0.333$ et le poids volumique du remblai $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$

Calcul de h_1 à partir de la traverse : $h_1 = H_r + \frac{e}{2} = 0.83 + \frac{0.30}{2} = 0.98 \text{ m}$

Poussée latérale au niveau de la traverse : $G_{lt} = 0.333 * 20 * 0.98 = 6.47 \text{ kN/ml}$

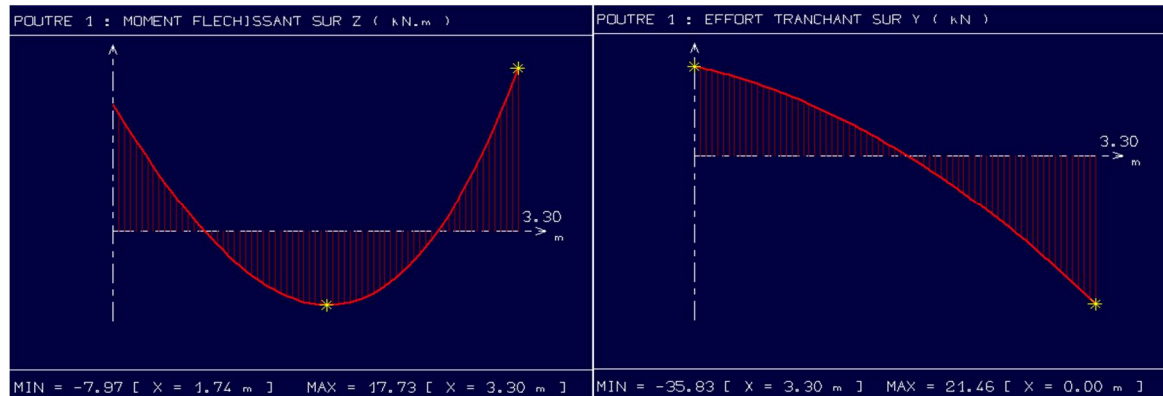
Calcul de h_2 à partir du radier : $h_2 = H_i + H_r + \frac{e}{2} = 3.3 + 0.83 + \frac{0.30}{2} = 4.28 \text{ m}$

Poussée latérale au niveau du radier : $G_{lr} = 0.333 * 20 * 4.28 = 28.25 \text{ kN/ml}$



Moment maximum sur appui : $M = 17.73 \text{ kN.m/ml}$

Moment maximum en travée : $M = -7.97 \text{ kN.m/ml}$



A2-5.2. Sous charges d'exploitation

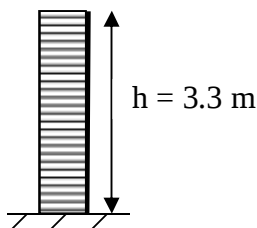
L'effort normal est de $N = R_A = R_E = 138.50 \text{ kN}$

Moment dû à la surcharge routière de remblai

Cette surcharge est de 10 kN/m^2

La contrainte horizontale :

$$\sigma = K \cdot q = 0,333 \times 10 = 3,33 \text{ kN/m}^2$$



$$M = \sigma \cdot \frac{h^2}{2} = 3,33 \times \frac{3.30^2}{2} = 18,15 \text{ kN.m/ml}$$

ANNEXE 3 : Calcul des sections d'armatures**A3-1. Armatures de la traverse**

Données : $H = 3 \text{ m}$, $b = 1 \text{ m}$ et $h = 0.30 \text{ m}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 0.90h = 27 \text{ cm}$

Calcul de Section en Flexion Simple

✓ Sur appui

Moment à l'état de service : $M_{ser} = 184.14 \text{ kN.m/ml}$

Paramètres de déformation : $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 250} = 0.47$

Fibre neutre : $\bar{\gamma}_{ser} = d \cdot \bar{\alpha}_{ser} = 0.27 \cdot 0.47 = 0.13$

Bras de levier : $\bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{\gamma}_{ser}}{3} = 0.27 - \frac{0.13}{3} = 0.223 \text{ m}$

Moment résistant :

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} \cdot b_0 \cdot \bar{\gamma}_{ser} \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} \cdot 1.00 \cdot 0.13 \cdot 15 \cdot 0.223 = 0.217 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser} = 184.14 \text{ kN.m/ml} < \bar{M}_{rb} = 217.00 \text{ kN.m/ml} \Rightarrow A_{sc} = 0$; il n'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

Section d'acier : $A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \cdot \bar{z}_{ser}} = \frac{0.18414}{250 \cdot 0.223} \cdot 10^4 = 33.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.35 \cdot \frac{2.1}{500} \cdot 10^4 = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'acier retenu est : $A = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 33.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : $2 \times 9 \text{ HA } 16 / \text{ml} = 36.19 \text{ cm}^2$ avec un espacement st : $100/9 = 11.11 \text{ cm}$,

Choix : st = 15 cm

✓ En travée

Moment à l'état de service : $M_{ser} = 146.85 \text{ kN.m/ml}$

Paramètres de déformation : $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 250} = 0.47$

Fibre neutre : $\bar{\gamma}_{ser} = d \cdot \bar{\alpha}_{ser} = 0.27 \cdot 0.47 = 0.13$

Bras de levier : $\bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{\gamma}_{ser}}{3} = 0.27 - \frac{0.13}{3} = 0.223 \text{ m}$

Moment résistant :

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} * b_0 * \bar{\gamma}_{ser} * \bar{\sigma}_{bc} * \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} * 1.00 * 0.13 * 15 * 0.223 = 0.217 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser} = 146.85 \text{ kN.m/ml} < \bar{M}_{rb} = 217.00 \text{ kN.m/ml} \Rightarrow A_{sc} = 0$; il n'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

$$\text{Section d'acier : } A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} * \bar{z}_{ser}} = \frac{0.14685}{250 * 0.223} * 10^4 = 26.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.35 * \frac{2.1}{500} * 10^4 = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'acier retenu est : $A = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 26.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : $2 \times 9 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 27.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $st : 100/9 = 11.11 \text{ cm}$,

Choix : $st = 15 \text{ cm}$

A3-2. Armatures de la traverse

Données : $H = 3 \text{ m}$, $b = 1 \text{ m}$ et $h = 0.30 \text{ m}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 0.90h = 27 \text{ cm}$

Calcul de Section en Flexion Simple

✓ Sur appui

Moment à l'état de service : $M_{ser} = 197.09 \text{ kN.m/ml}$

$$\text{Paramètres de déformation : } \bar{\alpha}_{ser} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 15}{15 * 15 + 250} = 0.47$$

$$\text{Fibre neutre : } \bar{\gamma}_{ser} = d * \bar{\alpha}_{ser} = 0.27 * 0.47 = 0.13$$

$$\text{Bras de levier : } \bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{\gamma}_{ser}}{3} = 0.27 - \frac{0.13}{3} = 0.223 \text{ m}$$

Moment résistant :

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} * b_0 * \bar{\gamma}_{ser} * \bar{\sigma}_{bc} * \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} * 1.00 * 0.13 * 15 * 0.223 = 0.217 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser} = 197.09 \text{ kN.m/ml} < \bar{M}_{rb} = 217.00 \text{ kN.m/ml} \Rightarrow A_{sc} = 0$; il n'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

$$\text{Section d'acier : } A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} * \bar{z}_{ser}} = \frac{0.19709}{250 * 0.223} * 10^4 = 35.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.35 * \frac{2.1}{500} * 10^4 = 3.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La section d'acier retenu est : $A = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 35.35 \text{ m}^2 / \text{ml}$

Choix : $2 \times 9 \text{ HA } 16 / \text{ml} = 36.19 \text{ cm}^2$ avec un espacement $st : 100/9 = 11.11 \text{ cm}$,

Choix : $st = 15 \text{ cm}$

✓ En travée

Moment à l'état de service : $M_{ser} = 136.66 \text{ kN.m/ml}$

$$\text{Paramètres de déformation : } \bar{\alpha}_{ser} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 15}{15 * 15 + 250} = 0.47$$

Fibre neutre : $\bar{\gamma}_{ser} = d * \bar{\alpha}_{ser} = 0.27 * 0.47 = 0.13$

Bras de levier : $\bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{\gamma}_{ser}}{3} = 0.27 - \frac{0.13}{3} = 0.223 \text{ m}$

Moment résistant :

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} * b_0 * \bar{\gamma}_{ser} * \bar{\sigma}_{bc} * \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} * 1.00 * 0.13 * 15 * 0.223 = 0.217 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser} = 146.85 \text{ kN.m/ml} < \bar{M}_{rb} = 217.00 \text{ kN.m/ml} \Rightarrow A_{sc} = 0$; il n'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

$$\text{Section d'acier : } A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} * \bar{z}_{ser}} = \frac{0.13666}{250 * 0.223} * 10^4 = 24.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.35 * \frac{2.1}{500} * 10^4 = 3.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La section d'acier retenu est : $A = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 24.51 \text{ m}^2 / \text{ml}$

Choix : $2 \times 9 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 27.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $st : 100/9 = 11.11 \text{ cm}$,

Choix : $st = 15 \text{ cm}$

A3-3. Calcul des armatures des piédroits centraux

Les calculs sont effectués pour un piédroit considéré au mètre linéaire comme un poteau de 1m x 0,30 m soumis à une compression simple et centrée.

Données : $H = 3 \text{ m}$, $b = 1 \text{ m}$ et $h = 0.30 \text{ m}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 0.9h = 27 \text{ cm}$

Effort normal sollicitant le poteau : $N_U = 847.89 \text{ kN/ml}$ et $N_{SER} = 633.70 \text{ kN/ml}$

$$\text{Section réduite : } B_r = (h - 0.03)(b - 0.03) = (0.30 - 0.03)(1.00 - 0.03) = 0.2619 \text{ m}^2$$

Longueur de flambement (poteau encasté aux 2 extrémités) :

$$l_f = 0.50 * H = 0.7 * 3.0 = 1.50 \text{ m}$$

Pour un poteau rectangulaire de section $S = h \times b$ tel que : $h < b$, on a le moment quadratique

$$\text{vaut } I = b * \frac{h^3}{12}; \text{ le rayon de giration est donc : } i = \sqrt{\frac{I}{h*b}} = \sqrt{h * \frac{h^3}{12h*b}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\text{Elancement : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} * \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} * \frac{2.1}{0.30} = 17.32$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 * \left(\frac{17.35}{35}\right)^2 = 1.05$$

$$\text{Le béton équilibre : } N_b = \frac{N_r \cdot f_{bu}}{0.9} = 0.2619 * \frac{14.2}{0.9} = 4.13 \text{ MN}$$

Les aciers doivent équilibrer :

$$N_s = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u - N_b}{0.85} = \frac{1.1 * 4.13 * 0.84789 - 4.13}{0.85} = -0.327 \text{ MN}$$

($k = 1.1$ car plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours)

$N_s < 0 \Rightarrow$ Le béton est surabondant, la section minimale suffit.

$$\text{Section minimale d'armatures : } A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 / \text{ml de périmètre} \\ 0.2\% S \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 * 2 * (0.30 + 1) = 10.40 \text{ cm}^2 \\ 0.2\% S = \frac{0.2}{100} * 30 * 100 = 6 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A = A_{min} = 10.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vérification : } A_{max} = \frac{5S}{100} = 5 * \frac{3000}{100} = 150 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_{min} < A_{max}$$

Armatures longitudinales : $A_s = 10.40 \text{ cm}^2$ soit 5.20 cm^2 sur chaque face.

Choix : 6 HA 16 = $12.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $st \leq \min(h + 10\text{cm}; 40\text{cm}) = \min(30 + 10\text{cm}; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$

Choix : $st = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales : $= \frac{1}{3} \Phi_t \leq \Phi_t \leq \Phi_l \Rightarrow \frac{1}{3} * 16 \leq \Phi_t \leq 16 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 12 \text{ mm}$

Choix : 6 HA 12 = $6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $st \leq (15\Phi_t; h + 10cm; 40cm) = (15 * 10; 30 + 10cm; 40cm) = 15 cm$

Choix : $st = 15 cm$

A3-4. Calcul des armatures des piédroits de rive

Les calculs sont effectués pour un piédroit considéré au mètre linéaire comme un poteau de 1m x 0,30 m soumis à une flexion composée.

Données : $H = 3 m$, $b = 1 m$ et $h = 0.30 m$, $c = 3 cm$

Efforts appliqués:

Type	N (kN)	M (kN*m)
ELU	313.34	55.64
ELS	227.39	39.55

Calcul à l'ELU

$M_{jGo} = 55.64 kN.m/ml$ et $N_i = 313.34 kN/ml$

Excentricité additionnelle : $e_a = \max \left\{ \frac{2 cm}{H/250} \Rightarrow \max \left\{ \frac{330}{250} = 1.32 cm \Rightarrow e_a = 2 cm \right. \right.$

$$e_1 = \frac{M_{jGo}}{N_i} = \frac{55.64}{313.34} = 0.178 m$$

Sollicitations ultimes corrigées pour flambement :

Elancement géométrique : $l_f = 0.7l_0 = 0.7 * 3 = 2.10 m$ (poteau encastré)

Type de calcul :

$$\left. \begin{array}{l} \text{pièce chargée de} \\ \text{façon excentrée} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{l_f}{h} > < \max \left\{ \frac{15}{20 e_1/h} \Rightarrow \frac{2.10}{0.30} = 7.0 < 15 \leq \max \left\{ \frac{15}{20 e_1/h} \right. \right.$$

$\Rightarrow$ Calcul en flexion composée en tenant compte, de façon forfaitaire de l'excentricité du 2^{nde} ordre.

Excentricité du 2^{nde} ordre : $\alpha = \frac{55.65}{55.65+39.55} = 0.585$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \Phi) \Rightarrow e_2 = 3 * \frac{2.10^2}{10^4 * 0.30} (2 + 0.585 * 2) = 0.014 m$$

Avec $\Phi = 2$ (cas courant)

Sollicitations corrigée pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = N_i \\ M_{uGo} = N_u (e_1 + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 313.34 \text{ kN} \\ M_{uGo} = 313.34(0.178 + 0.014) = 60.16 \text{ kN} \\ e_0 = e_1 + e_2 = 0.192 \text{ m} \end{cases}$$

Sollicitations au centre de gravité des aciers tendus

$$\begin{cases} e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.192 + 0.25 - \frac{0.30}{2} = 0.292 \\ M_{uA} = 313.34 * 0.192 = 91.50 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment de référence } \mu_{BC} = \frac{0.8h}{d} * \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = 0.8 * \frac{30}{27} * \left(1 - 0.40 * \frac{30}{27}\right) = 0.4938$$

$$\text{Moment de réduit agissant } \mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.0915}{1.00 * 0.27^2 * 14.20} = 0.089$$

$$\mu_{uA} = 0.089 < \mu_{BC} = 0.4938 \Rightarrow \text{Section partiellement tendue}$$

Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} N_{ser} = 227.39 \text{ kN} \\ M_{serA} = 39.55 \text{ kN.m} \\ e_{0ser} = \frac{M_{serA}}{N_{ser}} = \frac{39.55}{227.39} = 0.174 \text{ m} \end{cases}$$

Sollicitations au centre de gravité des aciers tendus

$$\begin{cases} e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.174 + 0.25 - \frac{0.30}{2} = 0.274 \\ M_{serA} = N_{ser} * e_A = 0.274 * 227.39 = 62.30 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple

$$\text{Moment réduit limite } \gamma_M = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{91.50}{62.30} = 1.47$$

Formule approchée pour Fe 500 et $f_{c28} \leq 30 \text{ MPa}$:

$$10^4 \mu_{lu} = 3220 * \theta * \gamma_M + 51 * \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100 = 3220 * 1 * 1.47 + 51 * \frac{25}{1} - 3100$$

$$10^4 \mu_{lu} = 2908.4 \Rightarrow \mu_{lu} = \frac{2908.4}{10^4} = 0.291$$

Nécessité d'acier comprimé : $\mu_{uA} = 0.089 < \mu_{lu} = 0.291 \Rightarrow \mathcal{A}' = 0$, Pas besoin d'aciers comprimés

Paramètres de déformation :

$$\alpha_{uA} = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{uA}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.089}) = 0.12$$

$$\text{Bras de levier : } z_{uA} = d(1 - 0.4\alpha_{uA}) = 0.27 * (1 - 0.4 * 0.12) = 0.257 \text{ m}$$

$$\mathcal{A} = \frac{M_{uA}}{z_{uA} \cdot \sigma_s} = \frac{0.0915}{0.257 \cdot 434.78} = 8.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section théorique d'acier en flexion composée : } \begin{cases} A' = \mathcal{A}' = 0 \\ A = \mathcal{A} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 8.19 - \frac{313.34}{434.78} = 7.47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Condition de non fragilité de la section :

L'excentricité à l'ELS à même signe que N : $e = e_{0\text{ser}} = 0.274 \text{ m}$

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} \\ &= 0.23 \cdot \frac{2.1}{500} \cdot 1 \cdot 0.35 \cdot \frac{0.274 - 0.45 \cdot 0.27}{0.274 - 0.185 \cdot 0.27} \cdot 10^4 = 2.30 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La section d'acier retenue est donc : $A_u = 7.47 \text{ cm}^2$ soit

Choix : 6 HA 14 (9.24 cm^2) avec $st = 15 \text{ cm}$

$$\text{Armatures transversales : } = \frac{1}{3} \Phi_t \leq \Phi_t \leq \Phi_l \Rightarrow \frac{1}{3} \cdot 14 \leq \Phi_t \leq 14 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 12 \text{ mm}$$

Choix : 6 HA 12 = $6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Espacement : } st \leq (15\Phi_t; h + 10\text{cm}; 40\text{cm}) = (15 \cdot 10; 30 + 10\text{cm}; 40\text{cm}) = 15 \text{ cm}$$

Choix : $st = 20 \text{ cm}$

Les sections d'aciers ont été harmonisées dans le souci de faciliter la mise en œuvre.

ANNEXE 4 : Calcul des sollicitations et ferrailage du mur en aile**A4-1. Calcul des sollicitations du voile**

$h = 30 \text{ cm}$, $d = 35 \text{ cm}$, $b_0 = 1.00 \text{ m}$

Contraintes

Pour $z = H = 3.60$: $0.333 \times 3.60 \times 20 = 24.00 \text{ kN/m}^2$

Pour $z = H/3 = 1.20 \text{ m}$: $0.333 \times 1.20 \times 20 = 8.00 \text{ kN/m}^2$

Pour $z = H/2 = 1.80 \text{ m}$: $0.333 \times 1.80 \times 20 = 12.00 \text{ kN/m}^2$

Pour $z = 2/3 \times H = 2.40 \text{ m}$: $0.333 \times 2.40 \times 20 = 16.00 \text{ kN/m}^2$

Charge sur terre-plein : $0.333 \times 10 = 3.33 \text{ kN/m}^2$

Sections	S1 (h = 3.6 m) Voile encastree dans la semelle	S5 (h = 1.80 m) A la mi-hauteur du voile
N (kN/ml)	$0.30 \times 3.60 \times 25 = 27$	$0.30 \times 1.80 \times 25 = 13.5$
V (kN/ml) poussée des terres	$24 \times 3.6/2 = 43.20$	$12 \times 1.8/2 = 10.80$
M_G (kNm/ml) poussée des terres	$43.20 \times 3.60/3 = 51.84$	$10.80 \times 1.80/3 = 6.48$
V (kN/ml) surcharge	$3.33 \times 3.60 = 12.00$	$3.33 \times 1.80 = 6.00$
M_G (kNm/ml) surcharge	$12.00 \times 3.60/2 = 21.60$	$6.00 \times 1.80/2 = 5.40$
Moment de service M_{ser} (kNm/ml)	73.44	11.60
Sections	S4 (h = 2.40 m) Au deux tiers de la hauteur du voile	S6 (h = 1.20 m) Au tiers de la hauteur du voile
N (kN/ml)	$0.30 \times 2.40 \times 25 = 18$	$0.30 \times 1.20 \times 25 = 9$
V (kN/ml) poussée des terres	$16.00 \times 2.40/2 = 19.20$	$8.00 \times 1.20/2 = 4.80$
M_G (kNm/ml) poussée des terres	$19.20 \times 2.40/3 = 15.36$	$4.80 \times 1.20/3 = 1.92$
V (kN/ml) surcharge	$3.33 \times 2.40 = 8.00$	$3.33 \times 1.20 = 4.00$
M_G (kNm/ml) surcharge	$8.00 \times 2.40/2 = 9.60$	$4.00 \times 1.20/2 = 2.40$
Moment de service M_{ser} (kNm/ml)	24.96	4.32

A4-2. Ferrailage principal du voile

Le moment dans la section critique S1 et déterminant pour le calcul des armatures verticales du voile du côté du remblai. Cette section sera donc utilisée afin d'harmoniser les armatures du voiles.

Sur le côté du remblayé du mur, on a :

Moment à l'état de service : $M_{ser} = 73.44 \text{ kN.m/ml}$

Paramètres de déformation : $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 250} = 0.47$

Fibre neutre : $\bar{\gamma}_{ser} = d \cdot \bar{\alpha}_{ser} = 0.25 \cdot 0.47 = 0.12$

Bras de levier : $\bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{\gamma}_{ser}}{3} = 0.25 - \frac{0.12}{3} = 0.21 \text{ m}$

Moment résistant :

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} \cdot b_0 \cdot \bar{\gamma}_{ser} \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} \cdot 1.00 \cdot 0.12 \cdot 15 \cdot 0.21 = 0.189 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser} = 34.95 \text{ kN.m/ml} < \bar{M}_{rb} = 189.00 \text{ kN.m/ml} \Rightarrow A_{sc} = 0$; il n'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

Section d'acier : $A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \cdot \bar{z}_{ser}} = \frac{0.07344}{250 \cdot 0.21} = 13.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.35 \cdot \frac{2.1}{500} \cdot 10^4 = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'acier retenu est : $A = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 13.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : 10 HA 14 / ml = 15.39 cm² avec un espacement st : 100 / (7+1) = 12.5 cm,

Choix : st = 20 cm

✓ Armatures de répartition (aciers horizontaux) du voile (côté remblayé)

On adopte une disposition forfaitaire d'armatures de de répartition :

Armatures de répartition : $A_H \geq 0.10 e_1 = 0.10 \cdot 30 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$; e_1 étant l'épaisseur du voile en cm.

Choix : 5 HA 12 / ml = 5.65 cm² avec un espacement st = 20 cm

✓ Aciers complémentaires du voile pour le côté non remblayé

Il vient d'adopter sur ce côté une disposition forfaitaire d'armatures de peau dans le sens vertical A_V et horizontal A_H .

Armatures verticales : $A_V \geq 0.10 e_1 = 0.10 * 30 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$; e_1 étant l'épaisseur du voile en cm.

Choix : 5 HA 12 /ml = 5.65 cm² avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

Armatures horizontales : $A_H \geq 0.075 e_1 = 0.075 * 30 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$; e_1 étant l'épaisseur du voile en cm.

Choix : 5 HA 10 /ml = 3.93 cm² avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

✓ Nécessité d'armatures transversales

Vérification à l'effort tranchant au niveau de la section S1

$$V_u = 1.35 * 19.20 + 1.5 * 8 = 37.92 \text{ kN/ml}$$

Condition à vérifier : $\frac{V_u}{b_0 * d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} * d * f_{c28} \quad (1)$

$$\frac{37.92}{1 * 0.25} = 151.68 \text{ kN/ml} < \frac{0.07}{1.5} * 0.35 * 25 = 408 \text{ kN/ml}$$

La condition (1) est bien vérifiée et il n'est donc pas nécessaire d'utiliser des armatures à l'effort tranchant.

A4-3. Calcul des armatures de la semelle

$d = 35 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $b_0 = 1.00 \text{ m}$

Nous considérons la combinaison C1 à l'ELS

La résultante des forces verticale R_H (kN/m)	55.20
La résultante des forces verticale R_V (kN/m)	236.60
Moment résultant en A : $M_{/A}$ (kNm/m)	400.39
L'excentricité e_A (m)	1.692
$\sigma = \frac{R_V}{2e_A}$ (kN/m ²)	69.90

✓ Patin (section S2)

Il est considéré comme une poutre (console) encastree dans le voile et à la réaction du sol (le poids des terres aval au-dessus du patin est considéré négligeable)

Le moment d'encastrement (section S2) vaut :

$$M_{ser} = \sigma * \frac{l^2}{2} = 69.90 * \frac{1.00^2}{2} = 34.95 \text{ kN.m/ml}$$

Moment à l'état de service : $M_{ser} = 34.90 \text{ kN.m/ml}$

$$\text{Paramètres de déformation : } \bar{\alpha}_{ser} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 15}{15 * 15 + 250} = 0.47$$

$$\text{Fibre neutre : } \bar{\gamma}_{ser} = d * \bar{\alpha}_{ser} = 0.35 * 0.47 = 0.165$$

$$\text{Bras de levier : } \bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{\gamma}_{ser}}{3} = 0.35 - \frac{0.165}{3} = 0.295 \text{ m}$$

Moment résistant :

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} * b_0 * \bar{\gamma}_{ser} * \bar{\sigma}_{bc} * \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} * 1.00 * 0.165 * 15 * 0.295 = 0.365 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser} = 34.95 \text{ kN.m/ml} < \bar{M}_{rb} = 365.06 \text{ kN.m/ml} \Rightarrow A_{sc} = 0$; il n'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

$$\text{Section d'acier : } A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} * \bar{z}_{ser}} = \frac{0.03495}{250 * 0.295} = 4.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.35 * \frac{2.1}{500} * 10^4 = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'acier retenu est : $A = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 4.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : 5 HA 12 / ml = 5.65 cm²,

Espacement st = 20 cm

Il convient de disposer en armatures de répartition perpendiculaires aux armatures principales, une section Ar d'acier satisfaisant à : $Ar \text{ (cm}^2/\text{ml)} \geq 0,10 e_2 \text{ (cm)}$ pour le patin, $e_2 = 40 \text{ cm}$ étant l'épaisseur du patin.

$$Ar \text{ (cm}^2/\text{ml)} \geq 0,10 * 40 = 4 \text{ cm}^2 ;$$

Choix : 5 HA 10 / ml = 3.93 cm²,

Espacement st = 20 cm

✓ Talon (section S3)

Il est considéré comme une poutre (console) encastree dans le voile et est soumis :

- à la réaction du sol de fondation sous le talon :
o $R_s = 69.90 * (2 * 1.69 - 1.30) = 145.39 \text{ kN/m}^2$
- au poids propre des terres au-dessus du talon : $P_p = 3.60 * 20 = 72 \text{ kN/m}^2$

- aux charges d'exploitation au-dessus du talon. $Q_e = 10 \text{ kN/m}^2$

Moment d'encastrement (section S3) :

$$M_{ser} = -69.39 * 2.09 * \frac{2.09}{2} + (72 + 10) * (3.35 - 2.05) * \frac{(3.35 - 2.05)}{2} = -82.26 \text{ kNm/ml}$$

Moment à l'état de service : $M_{ser} = 82.26 \text{ kN.m/ml}$

$$\text{Paramètres de déformation : } \bar{\alpha}_{ser} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 15}{15 * 15 + 250} = 0.47$$

$$\text{Fibre neutre : } \bar{\gamma}_{ser} = d * \bar{\alpha}_{ser} = 0.35 * 0.47 = 0.165$$

$$\text{Bras de levier : } \bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{\gamma}_{ser}}{3} = 0.35 - \frac{0.165}{3} = 0.295 \text{ m}$$

Moment résistant :

$$\bar{M}_{rb} = \frac{1}{2} * h * \bar{\gamma}_{ser} * \bar{\sigma}_{bc} * \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} * 1.00 * 0.165 * 15 * 0.295 = 0.365 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser} = 82.26 \text{ kN.m/ml} < \bar{M}_{rb} = 365.06 \text{ kN.m/ml} \Rightarrow A_{sc} = 0$; il n'y a donc de nécessité d'utiliser des aciers comprimés car Le béton « seul » suffit pour reprendre la sollicitation.

$$\text{Section d'acier : } A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} * \bar{z}_{ser}} = \frac{0.08226}{250 * 0.295} = 11.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité de la section :

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.35 * \frac{2.1}{500} * 10^4 = 3.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La section d'acier retenu est : $A = \max(A_u, A_s, A_{min}) = 11.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 8 HA 14 / ml = 12.32 cm²,

Espacement st = 20 cm

Il convient de disposer en armatures de répartition perpendiculaires aux armatures principales, une section Ar d'acier satisfaisant à : $A_r (\text{cm}^2 / \text{ml}) \geq 0,10 e_2 (\text{cm})$ pour le patin, $e_2 = 40 \text{ cm}$ étant l'épaisseur du patin.

$$A_r (\text{cm}^2 / \text{ml}) \geq 0,10 * 40 = 4 \text{ cm}^2 ;$$

Choix : 6 HA 12 / ml = 6.79 cm²,

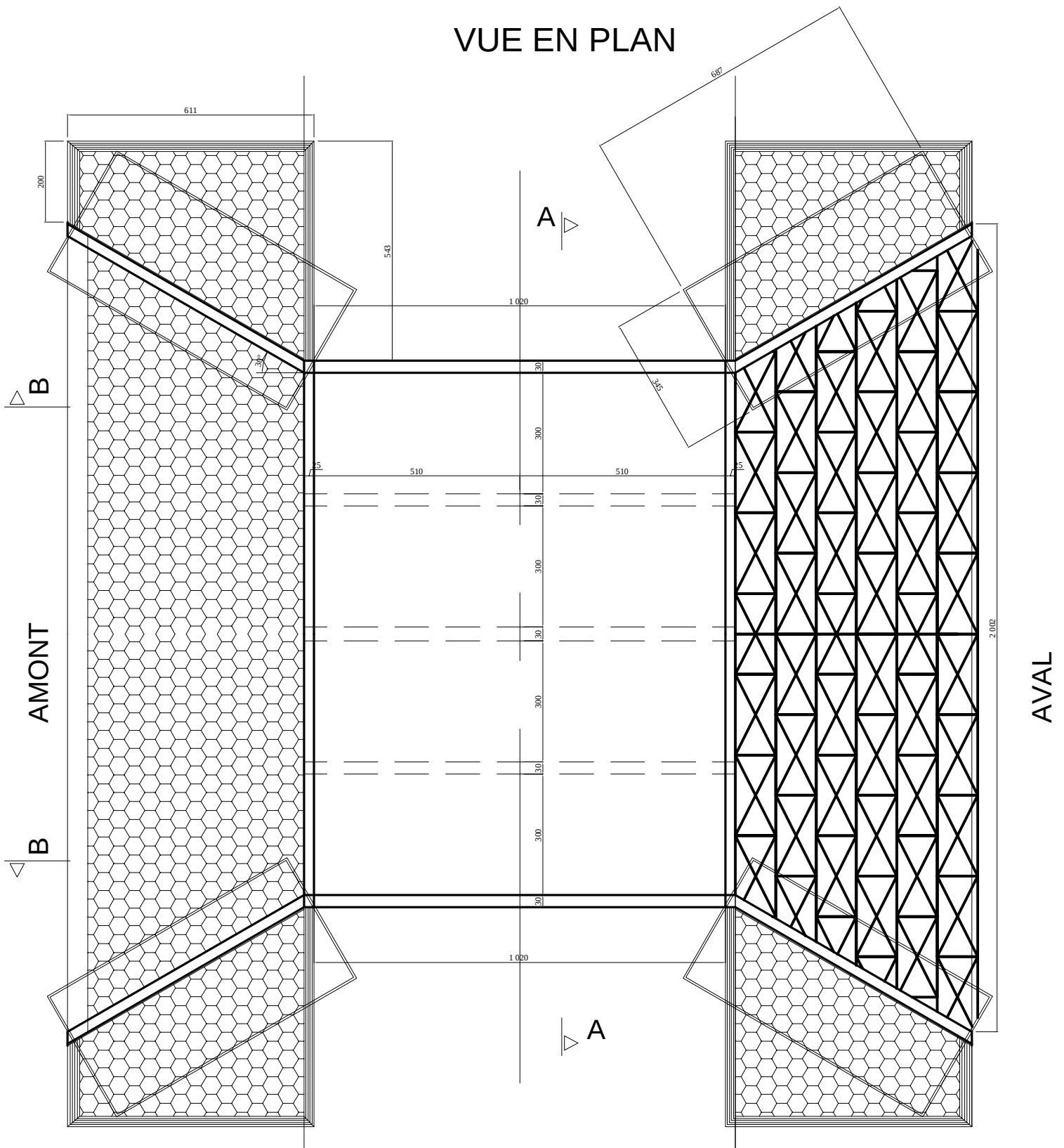
Espacement st = 20 cm

Il est nécessaire d'intercaler les armatures supérieures entre elles et le béton de propreté par un certain nombre de « chaises » dans la semelle.

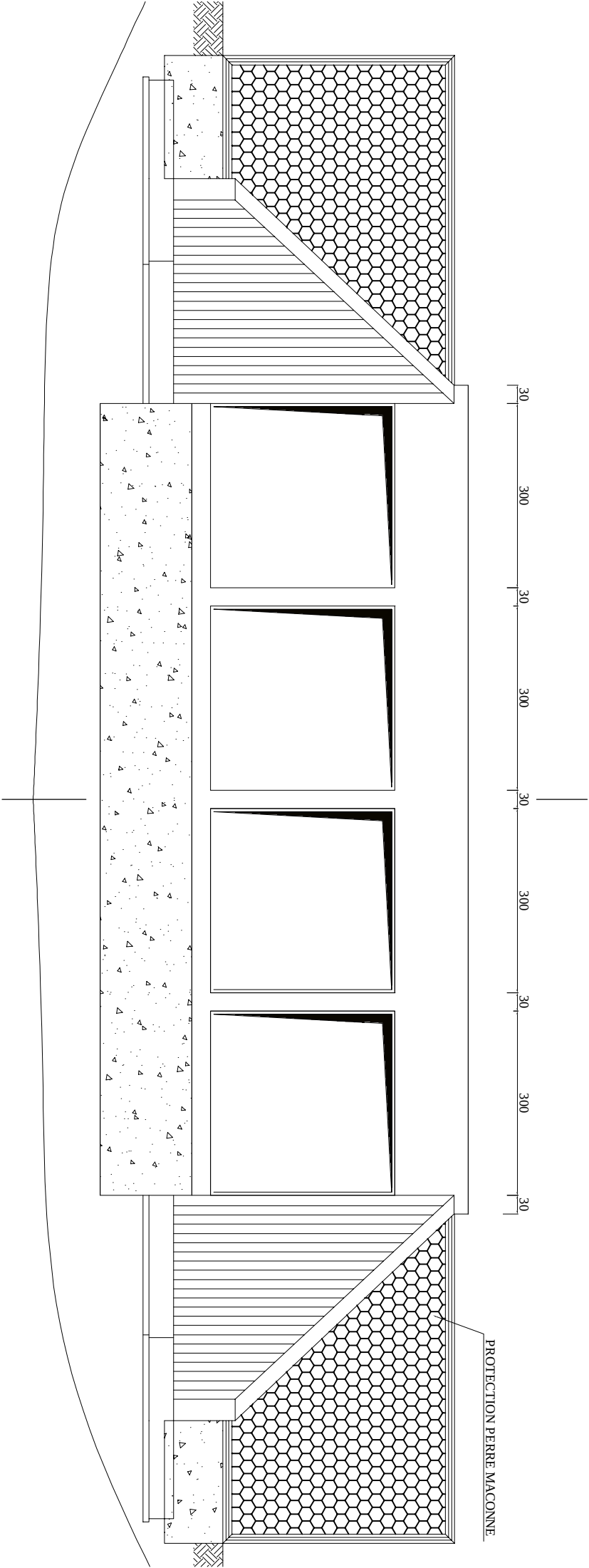
ANNEXE 5 : Dossier de plans d'exécution

- 1- Vue en plan de l'ouvrage
- 2- Vue principale
- 3- Coupe transversale BB
- 4- Coupe longitudinale AA
- 5- Plan de ferrailage du cadre
- 6- Nomenclature des armatures du cadre
- 7- Plan de ferrailage d'un mur en aile
- 8- Plan type de pose de perré maçonné

VUE EN PLAN



VUE PRINCIPALE (COTE) DE L'OH 4 x 3,00 x 3,00 du PK 17+088



Julien NOMBRE

Etudiant en M2 Génie civil au ZIE
Promotion 2012 - 2013

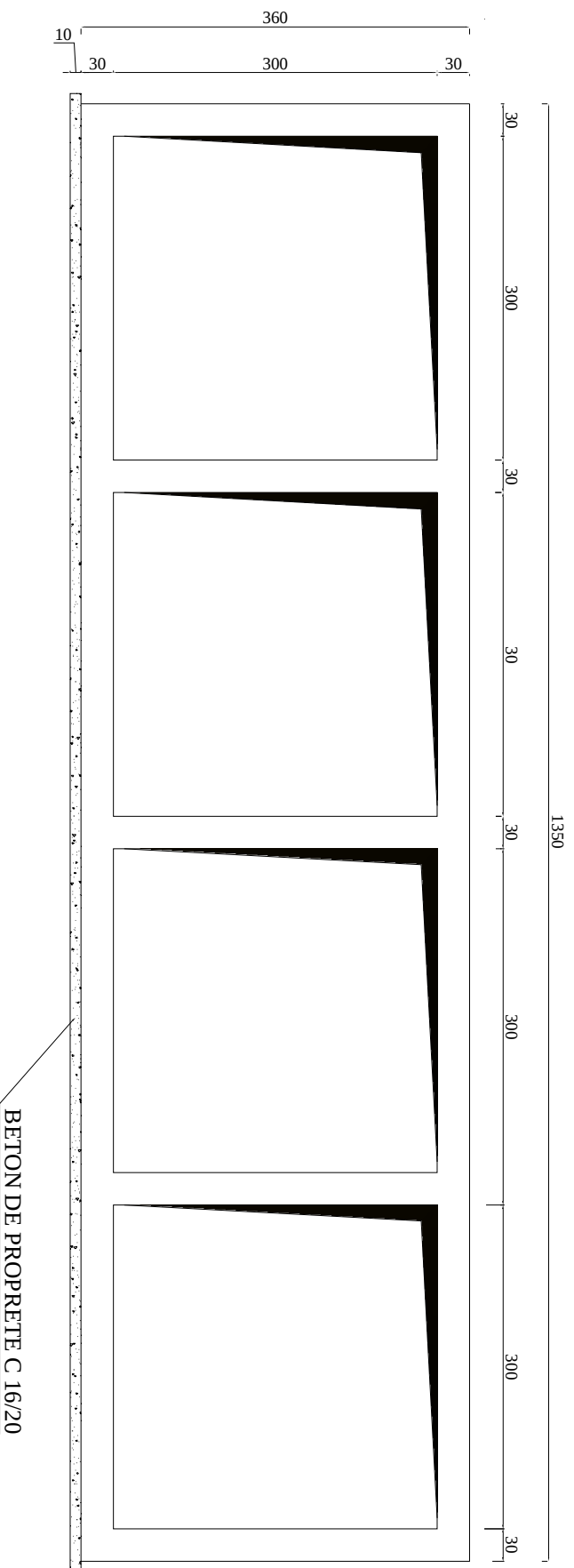
ÉTUDES D'EXECUTION DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE

DE LA ROUTE SABOU - KOUDOUGOU - DIDYR

Échelle : indiquée		
Indice	Date	Objet modifications
00	06/2013	Etude d'exécution

PLAN DE COFFRAGE : L'OH 4 x 3,00 x 3,00 du PK 17+088

COUPE TRANSVERSALE A - A



Julien NOMBRE

Etudiant en M2 Génie civil au 2iE

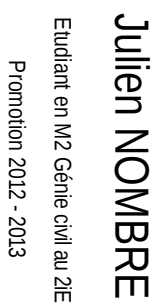
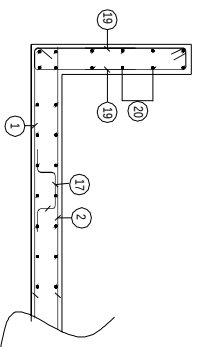
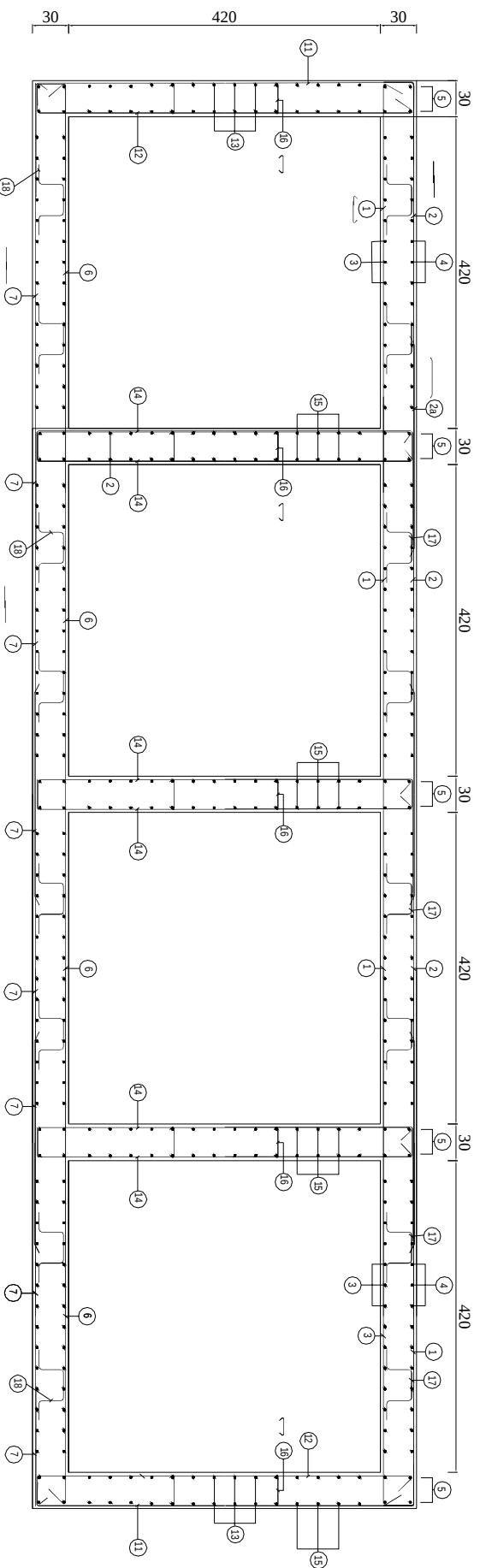
Promotion 2012 - 2013

ÉTUDES D'EXECUTION DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE

DE LA ROUTE SABOU - KOUDOUGOU - DIDYR

Échelle :	Indice	Date	Objet modifications
	00	06/2013	Etude d'exécution

1350



DE LA ROUTE SABOU - KOU DOUGOU - DIDYR

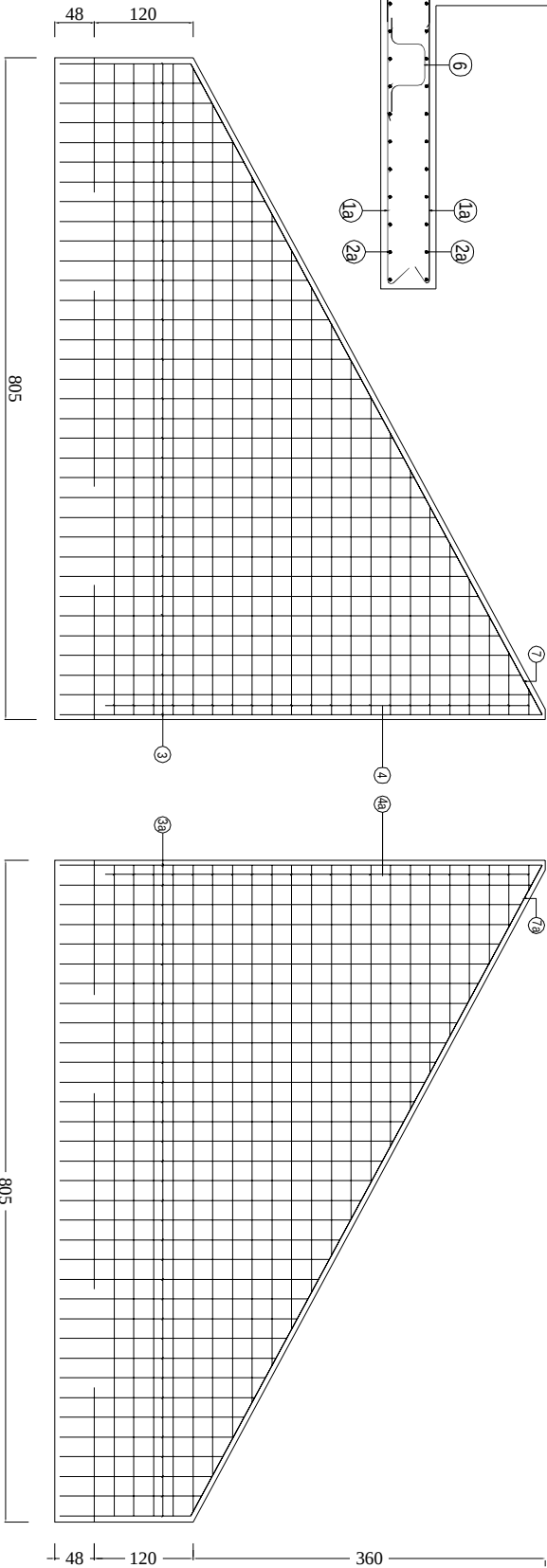
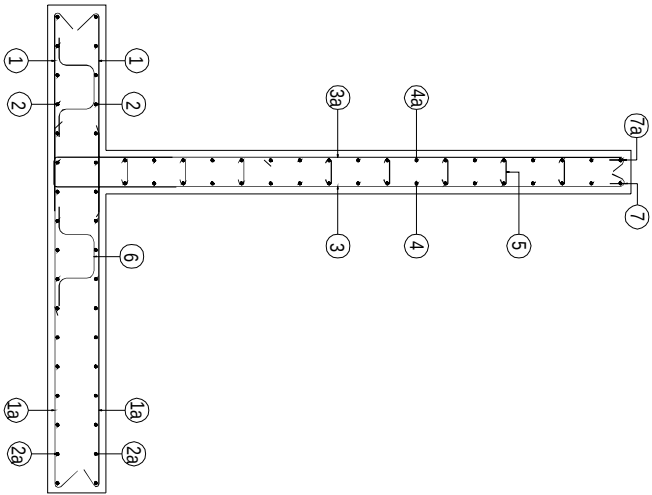
Échelle indiquée	Indice	Date	Objet modifications
	00	06/2013	Etude d'exécution



NOMENCLATURE DES ARMATURES

Numéro	Diamètre Ø	Forme	Espacement (cm)	Longueur développée (cm)	Nombre
1	HA14		15	1470	68
2	HA14		15	1344	68
2a	HA16		16	180	204
3	HA12		20	1096	56
4	HA14		20	1096	57
5	HA14		20	1096	20
6	HA16		15	1470	68
7	HA16		15	1344	68
7a	HA16		20	180	204
8	HA14		20	1096	57
9	HA14		20	1096	57
10	HA14		20	1096	20
11	HA16		15	614	136
12	HA14		15	410	142
13	HA14		20	1096	60
14	HA16		15	764	426
15	HA14		20	1096	180
16	HA10		2/m²	764	426
17	HA12		1/m²	73	133
18	HA12		1/m²	73	133
19	HA12		20	113	68
20	HA10		20	1470	8

PLAN DE FERRAILLAGE DU D'UN MUR EN AILE



Numéro	Titre	Quantité	Unité	Volume
1	HA12	20	163	68
1a	HA14	20	271	68
2	HA10	20	697	34
2a	HA12	20	697	34
3	HA14	20	172 / 529	34
3a	HA12	20	172 / 529	34
4	HA12	20	697	18
4a	HA10	20	697	18
5	HA10	2 / 1	44	28
6	HA12	1 / 1	61	28
7		1	865	4
7a		1	865	4



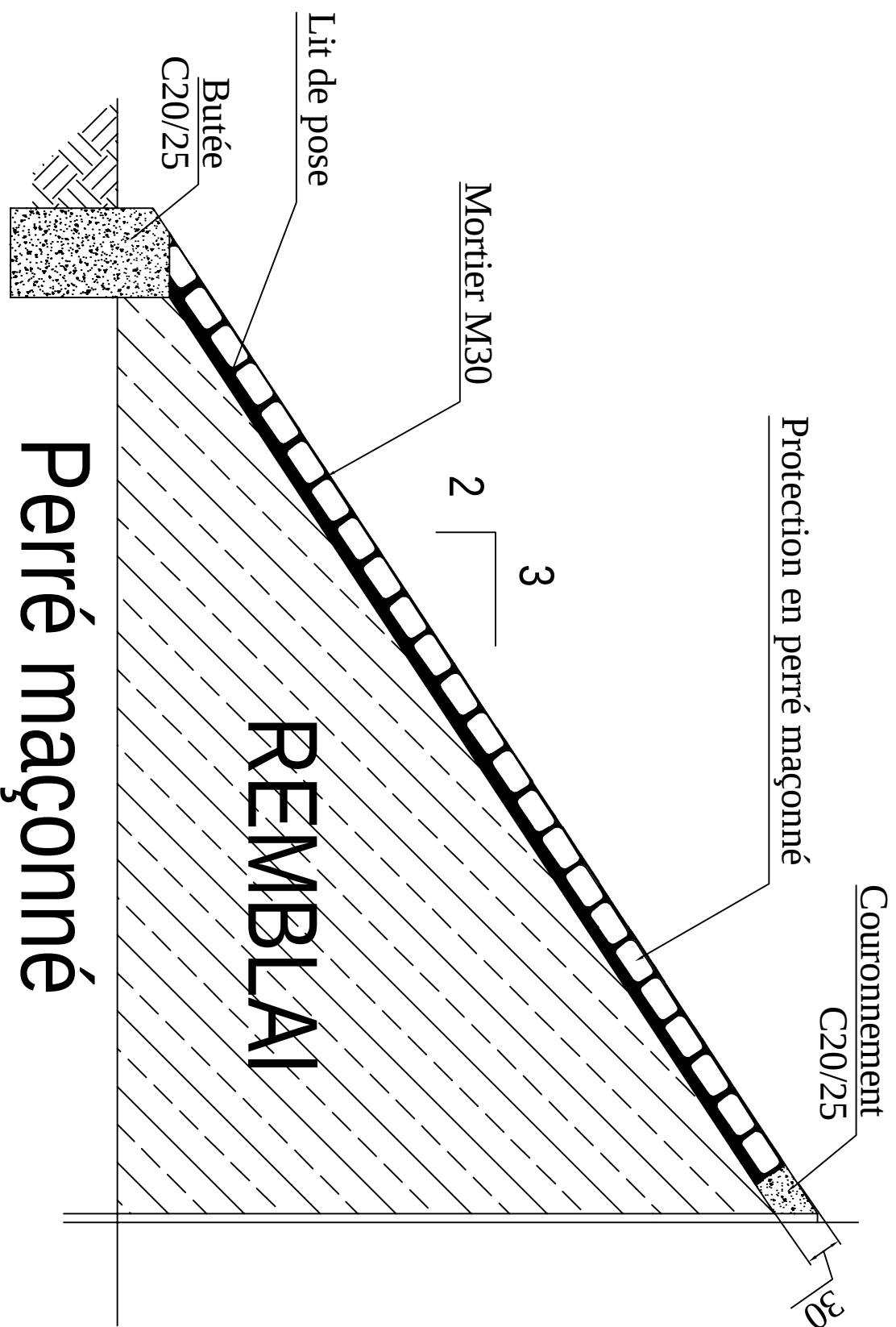
Juilen NOMBRE

Etudiant en M2 Génie civil au ZIE

Promotion 2012 - 2013

ÉTUDES D'EXECUTION DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE
DE LA ROUTE SABOU - KOUDOUGOU - DIDYR

Echelle : indiquée	Indice	Date	Objet modifications
	00	06/2013	Etude d'exécution



Julien NOMBRE
 Etudiant en M2 Génie civil au ZIE
 Promotion 2012 - 2013

ÉTUDES D'EXECUTION DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE
 DE LA ROUTE SABOU - KOUDOUGOU - DIDYR

Index	Date	Objet modifications
00	06/2013	Etude d'exécution